



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID

**ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS**

**ESTUDIO DE LA REDISTRIBUCIÓN TENSIONAL EN LA
INTERFASE FRP-HORMIGÓN**

TESIS DOCTORAL

Julio César López González

Ingeniero Civil

Madrid, 2012

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL-CONSTRUCCIÓN

**ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS
DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS**



TESIS DOCTORAL

**ESTUDIO DE LA REDISTRIBUCIÓN TENSIONAL EN LA
INTERFASE FRP-HORMIGÓN**

Autor:

Julio César López González
Ingeniero Civil

Directores:

Prof. Jaime Fernández Gómez
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Prof. Enrique González Valle
Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Madrid, 2012

TESIS DOCTORAL

ESTUDIO DE LA REDISTRIBUCIÓN TENSIONAL EN LA INTERFASE FRP-HORMIGÓN

Autor:

Julio César López González

Ingeniero Civil

Tribunal nombrado por el Magnífico y Excelentísimo Sr. Rector de la Universidad Politécnica de Madrid, el día ____ de _____ de 2012 para juzgar la Tesis Doctoral arriba citada, compuesto de la siguiente manera:

Presidente:

Vocal:

Vocal:

Vocal:

Vocal Secretario:

Acuerda otorgarle la calificación de: _____

EL PRESIDENTE/A

EL SECRETARIO/A

LOS VOCALES

Madrid ____ de _____ de 2012

*A mis padres José e Irene
y a mis hermanos Pepe y Erika*

Agradecimientos

Quiero agradecer en primer lugar a Jaime Fernández Gómez y Enrique González Valle por la dirección y supervisión de esta tesis, por su paciencia y excelente disposición que mostraron durante todo el proceso. También agradezco al cuerpo docente de la Cátedra de Edificación y Prefabricación de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid por el apoyo, consejos y trato familiar que me han brindado durante el desarrollo de esta investigación.

Indudablemente esta tesis no habría sido posible sin el soporte económico del Instituto Técnico de Materiales y Construcciones, INTEMAC. Asimismo agradezco al equipo de ingenieros y técnicos del Laboratorio Central por su magnífica colaboración en el desarrollo de la campaña experimental, especialmente a Pedro Jato. También agradezco a Francisco González y a Betazul por facilitar el material compuesto y el adhesivo necesarios para llevar a cabo la campaña de ensayos de laboratorio.

Agradezco al Ing. Gerardo García González por sus enseñanzas, consejos y ánimo que siempre me ha brindado. También el que me haya mostrado el maravilloso mundo de la ingeniería y por el ejemplo de fortaleza y profesionalidad. Asimismo agradezco a mi amigo ejemplar Daniel Llorca por el ánimo y apoyo que me ha brindado en todo momento. La confianza y ayuda de ambos han sido cruciales para el desarrollo de esta investigación.

Quiero expresar mi gratitud a mi amiga y compañera de doctorado, Lina Marcela Rojas, por el tiempo que ha compartido conmigo, por su apoyo, sus consejos y excelente compañerismo.

Gracias a Ramón Álvarez Cabal y a Luis Felipe Maya Duque por compartir sus experiencias y conocimientos. Asimismo agradezco a M^a Concepción y al equipo

de biblioteca que gentil y eficazmente me facilitaron la documentación científica siempre que lo necesité.

A la Universidad Autónoma de Aguascalientes, al grupo de profesores que participaron en mi proceso de formación y a mis compañeros por su inestimable apoyo y motivación.

También quiero agradecer a todas las personas que me han brindado su amistad en esta etapa de estudios: Irene Revelo, José Manuel, Héctor Leonardo, Ángel Vilanova, Javier Prieto, Juan Manuel, Alejandro, Ángel, Pablo Antolín, Roberto Ortega, Claudia Garavito, Galit Agranati y Marcos García.

Por último pero no por ello menos importante quiero agradecer a mis padres y a mis hermanos por su apoyo incondicional y por ser un soporte fundamental para el desarrollo de esta tesis.

A todos ellos, mi más sincero agradecimiento.

Resumen

El uso de materiales compuestos para el refuerzo, reparación y rehabilitación de estructuras de hormigón se ha convertido en una técnica muy utilizada en la última década. Con independencia de la técnica del refuerzo, uno de los principales condicionantes del diseño es el fallo de la adherencia entre el hormigón y el material compuesto, atribuida generalmente a las tensiones en la interfaz de estos materiales. Las propiedades mecánicas del hormigón y de los materiales compuestos son muy distintas. Los materiales compuestos comúnmente utilizados en ingeniería civil poseen alta resistencia a tracción y tienen un comportamiento elástico y lineal hasta la rotura, lo cual, en contraste con el ampliamente conocido comportamiento del hormigón, genera una clara incompatibilidad para soportar esfuerzos de forma conjunta. Esta incompatibilidad conduce a fallos relacionados con el despegue del material compuesto del sustrato de hormigón.

En vigas de hormigón reforzadas a flexión o a cortante, el despegue del material compuesto es un fenómeno que frecuentemente condiciona la capacidad portante del elemento. Existen dos zonas potenciales de iniciación del despegue: los extremos y la zona entre fisuras de flexión o de flexión-cortante. En el primer caso, la experiencia a través de los últimos años ha demostrado que se puede evitar prolongando el refuerzo hasta los apoyos o mediante el empleo de algún sistema de anclaje. Sin embargo, las recomendaciones para evitar el segundo caso de despegue aún se encuentran lejos de poder prever el fallo de forma eficiente.

La necesidad de medir la adherencia experimentalmente de materiales FRP adheridos al hormigón ha dado lugar a desarrollar diversos métodos por la comunidad de investigadores. De estas campañas experimentales surgieron modelos

para el pronóstico de la resistencia de adherencia, longitud efectiva y relación tensión-deslizamiento.

En la presente tesis se propone un ensayo de *beam-test*, similar al utilizado para medir la adherencia de barras de acero, para determinar las características de adherencia del FRP al variar la resistencia del hormigón y el espesor del adhesivo. A la vista de los resultados, se considera que este ensayo puede ser utilizado para investigar diferentes tipos de adhesivos y otros métodos de aplicación, dado que representa con mayor realidad el comportamiento en vigas reforzadas.

Los resultados experimentales se trasladan a la comprobación del fallo por despegue en la región de fisuras de flexión o flexión cortante en vigas de hormigón presentando buena concordancia. Los resultados condujeron a la propuesta de que la limitación de la deformación constituye una alternativa simple y eficiente para prever el citado modo de fallo. Con base en las vigas analizadas, se propone una nueva expresión para el cálculo de la limitación de la deformación del laminado y se lleva a cabo una comparación entre los modelos existentes mediante un análisis estadístico para evaluar su precisión.

Abstract

The use of composite materials for strengthening, repairing or rehabilitating concrete structures has become more and more popular in the last ten years. Irrespective of the type of strengthening used, design is conditioned, among others, by concrete-composite bond failure, normally attributed to stresses at the interface between these two materials. The mechanical properties of concrete and composite materials are very different. Composite materials commonly used in civil engineering possess high tensile strength (both static and long term) and they are linear elastic to failure, which, in contrast to the widely known behavior of concrete, there is a clear incompatibility which leads to bond-related failures.

Bond failure in the composite material in bending- or shear-strengthened beams often controls bearing capacity of the strengthened member. Debonding failure of RC beams strengthened in bending by externally-bonded composite laminates takes place either, at the end (plate end debonding) or at flexure or flexure-shear cracks (intermediate crack debonding). In the first case, the experience over the past years has shown that this can be avoided by extending laminates up to the supports or by using an anchoring system. However, recommendations for the second case are still considered far from predicting failure efficiently.

The need to experimentally measure FRP bonding to concrete has induced the scientific community to develop test methods for that purpose. Experimental campaigns, in turn, have given rise to models for predicting bond strength, effective length and the stress-slip relationship.

The beam-type test proposed and used in this thesis to determine the bonding characteristics of FRP at varying concrete strengths and adhesive thicknesses was similar to the test used for measuring steel reinforcement to concrete bonding

conditions. In light of the findings, this test was deemed to be usable to study different types of adhesives and application methods, since it reflects the behavior of FRP in strengthened beams more accurately than the procedures presently in place.

Experimental results are transferred to the verification of peeling-off at flexure or flexure-shear cracks, presenting a good general agreement. Findings led to the conclusion that the strain limitation of laminate produces accurate predictions of intermediate crack debonding. A new model for strain limitation is proposed. Finally, a comprehensive evaluation based on a statistical analysis among existing models is carried out in order to assess their accuracy.

Notación

Mayúsculas romanas

| | |
|----------|--|
| A_s | área de armadura longitudinal de tracción. |
| A'_s | área de armadura longitudinal de compresión. |
| A_w | área de armadura transversal en la luz de cortante L_c . |
| E_a | módulo de elasticidad longitudinal del adhesivo. |
| E_c | módulo de deformación longitudinal del hormigón. |
| E_f | módulo de deformación longitudinal de las fibras. |
| E_m | módulo de deformación longitudinal de la resina. |
| E_p | módulo de deformación longitudinal del refuerzo FRP. |
| E_s | módulo de deformación longitudinal de la armadura de tracción. |
| F_{pu} | resistencia de adherencia (fuerza sobre el material compuesto que produce el despegue). |
| G_f | área bajo la curva tensión-deslizamiento. |
| G_a | módulo de deformación transversal del adhesivo. |
| L | luz de la viga considerada como la distancia entre los ejes de los apoyos. |
| L_c | luz de cortante de la viga medida desde el eje del soporte a la línea de aplicación de la carga. |
| L_p | longitud del refuerzo FRP. |
| M_f | momento de fisuración. |
| M_u | momento último experimental. |
| V_f | fracción de volumen de las fibras. |
| V_m | fracción de volumen de la resina. |
| V_u | esfuerzo cortante último experimental. |

Minúsculas romanas

| | |
|-------|---|
| a | distancia entre el soporte y extremo del laminado. |
| b | ancho de la viga de hormigón. |
| b_p | ancho del refuerzo FRP. |
| b_g | ancho de la ranura hecha en un bloque de hormigón para la inserción de una tira de FRP. |
| d | canto útil de la armadura de tracción. |

| | |
|--------------|---|
| d' | recubrimiento de la armadura de compresión medido al eje de la misma. |
| f_{ck} | resistencia característica a compresión del hormigón. |
| f_{ckt} | resistencia característica a tracción del hormigón. |
| f_{cm} | resistencia media a compresión del hormigón obtenida de probetas cilíndricas. |
| $f_{cm,cub}$ | resistencia media a compresión del hormigón obtenida de probetas cúbicas. |
| f_{ctm} | resistencia media a tracción del hormigón. |
| f_f | resistencia a tracción de las fibras. |
| f_m | resistencia a tracción de la resina. |
| f_{pu} | resistencia a tracción del material compuesto. |
| f_y | límite de fluencia de la armadura de tracción. |
| h | altura de la viga de hormigón. |
| l_b | longitud del refuerzo adherida al sustrato de hormigón. |
| l_{be} | longitud efectiva de adherencia. |
| s_f | separación entre fisuras de flexión. |
| s_w | separación de estribos en la luz de cortante L_c . |
| t_a | espesor de la capa de adhesivo. |
| t_g | espesor de la ranura hecha en un bloque de hormigón para la inserción de una tira de FRP. |
| t_p | espesor del refuerzo FRP. |
| y_{sp} | distancia entre el centroide de la armadura a tracción y el centroide del refuerzo FRP. |

Minúsculas griegas

| | |
|----------------------|--|
| δ | desplazamiento relativo entre el material de refuerzo FRP y el hormigón (deslizamiento). |
| δ_0 | deslizamiento asociado a la tensión máxima de la relación tensión-deslizamiento. |
| δ_u | deslizamiento correspondiente al inicio de la macrofisuración de la relación tensión-deslizamiento (deslizamiento último). |
| ε_{pd} | deformación del material FRP que produce el despegue del refuerzo. |
| ε_{pu} | deformación última del material FRP. |
| ν_a | coeficiente de Poisson del adhesivo. |
| $\tau_{m\acute{a}x}$ | tensión tangencial máxima. |
| τ_m | tensión media de adherencia FRP-hormigón. |

Índice

| | |
|-----------------------|-----|
| Agradecimientos | i |
| Resumen | iii |
| Abstract..... | v |
| Notación | vii |
| Índice..... | ix |

CAPÍTULO 1. Introducción

| | | |
|-----|--------------------------------|---|
| 1.1 | Motivación | 1 |
| 1.2 | Objetivos | 2 |
| 1.3 | Organización de la Tesis | 3 |

CAPÍTULO 2. Estado del conocimiento

| | | |
|---------|--|----|
| 2.1 | Introducción | 5 |
| 2.2 | Propiedades de los materiales compuestos | 6 |
| 2.2.1 | Definición | 6 |
| 2.2.2 | Constituyentes..... | 6 |
| 2.2.2.1 | Fibra de vidrio..... | 8 |
| 2.2.2.2 | Fibra de carbono | 9 |
| 2.2.2.3 | Fibra de aramida | 9 |
| 2.2.2.4 | Matriz | 10 |
| 2.2.2.5 | Adhesivo | 11 |
| 2.2.2.6 | Mecanismos de adhesión..... | 12 |
| 2.2.2.7 | Epoxi | 12 |
| 2.2.3 | Procesos de fabricación | 13 |
| 2.2.4 | Propiedades mecánicas | 14 |
| 2.3 | Propiedades del hormigón | 16 |
| 2.3.1 | Proceso de fisuración..... | 16 |
| 2.3.2 | Comportamiento en estado uniaxial..... | 17 |

| | | | |
|-----|-----------|---|----|
| | 2.3.2.1 | Comportamiento uniaxial a compresión | 17 |
| | 2.3.2.2 | Comportamiento uniaxial a tracción | 18 |
| | 2.3.3 | Comportamiento en estado biaxial..... | 20 |
| | 2.3.4 | Comportamiento en estado triaxial..... | 22 |
| 2.4 | | Refuerzo de estructuras de hormigón con materiales compuestos | 23 |
| | 2.4.1 | Introducción | 23 |
| | 2.4.2 | Refuerzo a flexión..... | 23 |
| | 2.4.2.1 | Estado límite último | 39 |
| | 2.4.2.2 | Despegue del refuerzo | 40 |
| | 2.4.2.2.1 | Despegue en la zona de anclaje | 40 |
| | 2.4.2.2.2 | Despegue en zona de fisuras de flexión o flexión-cortante | 41 |
| | 2.4.2.3 | Respecto a la redistribución de momentos | 44 |
| | 2.4.2.4 | Estado límite de servicio | 44 |
| | 2.4.2.4.1 | Fisuración..... | 45 |
| | 2.4.2.4.2 | Deformaciones | 45 |
| | 2.4.2.4.3 | Vibraciones..... | 46 |
| | 2.4.3 | Refuerzo a cortante | 46 |
| | 2.4.4 | Confinamiento..... | 48 |
| | 2.4.5 | Refuerzo a torsión | 50 |
| | 2.4.6 | Refuerzo de forjados..... | 51 |
| | 2.4.7 | Otros refuerzos | 52 |
| 2.5 | | Interfaz FRP-hormigón | 53 |
| | 2.5.1 | Introducción | 53 |
| | 2.5.2 | Ensayos de adherencia..... | 54 |
| | 2.5.2.1 | Ensayos en modo I..... | 54 |
| | 2.5.2.2 | Ensayos en modo II | 55 |
| | 2.5.2.2.1 | Corte simple | 55 |
| | 2.5.2.2.2 | Corte doble..... | 56 |
| | 2.5.2.3 | Ensayos en modo mixto..... | 57 |
| | 2.5.2.4 | Efecto de la configuración geométrica | 58 |
| | 2.5.2.5 | Efecto de la longitud adherida..... | 59 |
| | 2.5.2.6 | Efecto de la preparación de la superficie | 59 |
| | 2.5.2.7 | Efecto del tipo de adhesivo..... | 60 |
| | 2.5.2.8 | Efecto de la composición del hormigón..... | 60 |
| | 2.5.2.9 | Influencia del método de ensayo..... | 61 |
| | 2.5.3 | Relación tensión-deslizamiento..... | 61 |
| | 2.5.4 | Resistencia y longitud efectiva de adherencia | 64 |

| | | |
|---|---|------------|
| 2.5.4.1 | Influencia del módulo de deformación longitudinal del material compuesto..... | 66 |
| 2.5.4.2 | Influencia de la relación b_p/b_c | 67 |
| 2.5.4.3 | Influencia de la resistencia del hormigón..... | 68 |
| 2.5.4.4 | Influencia de la longitud adherida | 70 |
| 2.5.4.5 | Conclusiones sobre los modelos de resistencia de adherencia FRP-hormigón..... | 71 |
| 2.5.5 | Tensiones en la interfaz FRP-hormigón | 71 |
| 2.5.5.1 | Tensiones en estado de corte puro..... | 72 |
| 2.5.5.2 | Tensiones en la interfaz FRP-Hormigón en vigas (tensiones bajo cargas transversales)..... | 73 |
| CAPÍTULO 3. Análisis teórico de la interfaz FRP-Hormigón | | 77 |
| 3.1 | Introducción | 77 |
| 3.2 | Solución numérica para el cálculo de las tensiones en la interfaz FRP-hormigón..... | 77 |
| 3.3 | Ensayos experimentales preliminares | 80 |
| 3.4 | Simulación por elementos finitos..... | 85 |
| 3.4.1 | Tracción doble..... | 96 |
| CAPÍTULO 4. Plan experimental | | 99 |
| 4.1 | Justificación | 99 |
| 4.2 | Materiales..... | 99 |
| 4.3 | Descripción del plan de ensayos | 100 |
| 4.4 | Preparación y montaje de las piezas | 102 |
| 4.5 | Resultados experimentales | 106 |
| 4.5.1 | Carga de rotura..... | 106 |
| 4.5.2 | Descripción del modo de fallo..... | 108 |
| CAPÍTULO 5. Análisis de resultados | | 115 |
| 5.1 | Carga de despegue..... | 115 |
| 5.2 | Tensiones en la interfaz FRP-Hormigón | 119 |
| 5.2.1 | Ajuste no paramétrico de las lecturas de deformación | 120 |
| 5.2.2 | Piezas de hormigón H20 y $t_a = 2$ mm | 125 |

| | | |
|---------|--|-----|
| 5.2.3 | Piezas de hormigón H20 y $t_a = 3 \text{ mm}$ | 131 |
| 5.2.4 | Piezas de hormigón H40 y $t_a = 2\text{mm}$ | 136 |
| 5.2.5 | Piezas de hormigón H40 y $t_a = 3\text{mm}$ | 142 |
| 5.2.6 | Piezas de hormigón H60 y $t_a = 2\text{mm}$ | 146 |
| 5.2.7 | Piezas de hormigón H60 y $t_a = 3\text{mm}$ | 153 |
| 5.2.8 | Análisis de la tensión máxima y el deslizamiento asociado a la misma | 158 |
| 5.2.9 | Deslizamiento último..... | 161 |
| 5.2.10 | Resumen del análisis de las tensiones en la interfaz FRP-Hormigón..... | 162 |
| 5.3 | Comprobación del despegue entre fisuras del refuerzo en vigas de hormigón. | 163 |
| 5.3.1 | Base de datos de ensayos a flexión..... | 164 |
| 5.3.2 | Consideraciones sobre el análisis seccional | 166 |
| 5.3.2.1 | Algoritmo para el cálculo de la deformación | 167 |
| 5.3.2.2 | Estado de deformación previo al refuerzo..... | 167 |
| 5.3.2.3 | Diagrama de flujo y expresiones para el cálculo de la deformación | 168 |
| 5.3.2.4 | Análisis de sensibilidad de la deformación del refuerzo teórica con la ley de comportamiento del hormigón..... | 174 |
| 5.3.3 | Estudio de las singularidades del despegue entre fisuras en vigas de hormigón reforzadas a flexión..... | 176 |
| 5.3.4 | Comprobación del despegue en la zona de fisuras de flexión o flexión-cortante | 179 |
| 5.3.4.1 | Enfoque basado en la limitación de la deformación en la sección crítica (máximo momento flector) | 179 |
| 5.3.4.2 | Enfoque basado en tensión media de adherencia | 187 |
| 5.3.5 | Propuesta para la comprobación del modo de fallo DFF. Modelo estricto..... | 201 |
| 5.4 | Estudio del comportamiento de los modelos existentes mediante criterios estadísticos..... | 203 |
| 5.4.1 | Modelos existentes..... | 203 |
| 5.4.1.1 | FIB bulletin 14 (2001)..... | 203 |
| 5.4.1.2 | Modelo de la norma ACI-440.2R-08 | 206 |
| 5.4.1.3 | Modelo de Said et al. (2008)..... | 207 |
| 5.4.2 | Metodología del estudio comparativo de los modelos..... | 208 |

| | | |
|---|---|------------|
| 5.4.3 | Análisis del comportamiento de los modelos | 209 |
| 5.4.3.1 | Vigas con relación $L_c/d \leq 6$ | 209 |
| 5.4.3.2 | Vigas con relación $L_c/d > 6$ | 218 |
| 5.4.4 | Resumen del estudio comparativo de modelos | 220 |
| 5.4.5 | Propuesta para la comprobación del despegue. Modelo a efectos de diseño | 221 |
| CAPÍTULO 6. Conclusiones y líneas futuras de investigación..... | | 223 |
| 6.1 | Introducción | 223 |
| 6.2 | Conclusiones sobre el comportamiento de la interfaz FRP-hormigón | 224 |
| 6.3 | Conclusiones sobre los resultados de los ensayos de adherencia. Carga última y distribución de las tensiones en la interfaz | 224 |
| 6.4 | Conclusiones sobre la comprobación del despegue en la zona entre fisuras en vigas reforzadas a flexión | 226 |
| 6.5 | Conclusiones sobre la tipología del ensayo | 228 |
| 6.6 | Líneas futuras de investigación | 228 |
| BIBLIOGRAFÍA | | 231 |
| ANEJO A. Base de datos de vigas reforzadas a flexión con materiales compuestos..... | | 245 |
| ANEJO B. Resultados de la deformación de la banda FRP en los ensayos de adherencia | | 255 |

CAPÍTULO 1

Introducción

1.1 Motivación

El creciente uso de los materiales compuestos en la construcción ha motivado a los investigadores a estudiar la interacción entre el hormigón y dichos materiales para un mejor aprovechamiento de los mismos.

En particular, en vigas reforzadas a flexión con laminados encolados en la parte inferior es común que del material compuesto sólo se aproveche una parte de su resistencia, pues en definitiva lo que condiciona la capacidad del elemento estructural es el nivel de esfuerzos que produce la separación del material compuesto del sustrato de hormigón. De forma general, existen dos zonas potenciales de iniciación del despegue del laminado, bien en el extremo o en la región entre fisuras de flexión o de flexión-cortante.

Actualmente se disponen de recomendaciones eficientes para evitar el despegue del laminado en el extremo, bien prolongando el refuerzo o mediante anclajes mecánicos o conformados por laminados de materiales compuestos. El despegue originado por una grieta de cortante también puede soslayarse mediante anclajes en forma de U conformados con laminados de FRP como en el caso anterior y, por tanto, es un refuerzo a cortante para el que deben realizarse las comprobaciones necesarias para asegurar su buen funcionamiento.

Finalmente, el despegue originado en la región entre fisuras ha sido abordado escasamente por la comunidad científica, primordialmente mediante dos enfoques, bien mediante la limitación del refuerzo en la sección crítica o mediante el

incremento de tensión que puede admitir la región delimitada por las dos fisuras. Las tensiones en la interfaz que tienen lugar en el aludido modo de fallo son primordialmente tangenciales y, por tanto, el estudio de éstas tiene particular relevancia. En este contexto, existen numerosos ensayos en estado de corte puro y los resultados se han empleado exitosamente por la comunidad científica (previa calibración) para prevenir el despegue en el extremo.

Sobre esta base, ha surgido la motivación por abrir una línea de investigación basada en un ensayo que reproduzca de forma más real el fenómeno de adherencia en vigas reforzadas a flexión. Se pretende así consolidar la comprobación del despegue en la región entre fisuras para tener un pronóstico más certero de la capacidad del elemento estructural.

1.2 Objetivos

En el marco de esta tesis, se establecen los siguientes objetivos:

- Realizar una búsqueda del estado del arte del uso de materiales compuestos en ingeniería civil, incluyendo las realizaciones sobre el refuerzo de estructuras de hormigón, propiedades de los materiales, tipos de refuerzo y modos de fallo, con énfasis en vigas reforzadas a flexión. Por otra parte, las tensiones en la interfaz FRP-hormigón, incluyendo los planteamientos analíticos y procedimientos experimentales.
- Analizar el comportamiento de la interfaz FRP-hormigón. Por una parte, desarrollar una herramienta de cálculo alternativa a los planteamientos analíticos propuestos por la comunidad de investigadores y, por otra, realizar una campaña experimental preliminar que permita, además de contrastar la herramienta de cálculo, encauzar la propuesta de un ensayo de adherencia FRP-hormigón.
- Proponer un ensayo de adherencia FRP-Hormigón que permita evaluar las características de la interacción de estos dos materiales mediante el análisis de las tensiones y su redistribución durante el proceso de despegue. Asimismo, analizar el efecto de la resistencia a compresión del hormigón y el

espesor del adhesivo sobre la carga última y la distribución de las tensiones en la interfaz.

- Realizar una búsqueda en la literatura especializada de vigas cuyo modo de fallo se hubiera caracterizado por el despegue en la región entre fisuras y analizar las particularidades del mismo.
- Contrastar los resultados obtenidos de los ensayos de adherencia con la comprobación del despegue entre fisuras de las vigas recabadas de la literatura especializada. Con base en este análisis, proponer un modelo para la comprobación del citado modo fallo.
- Realizar un estudio comparativo entre el modelo propuesto en la presente tesis y los existentes, aplicando para ello los estadísticos que permitan realizar una comparación ecuánime por tratarse de la misma base de datos para la calibración del modelo propuesto y para el estudio comparativo.

1.3 Organización de la tesis

La presente tesis está estructurada en 6 capítulos principales y 2 Anejos que se describen a continuación.

Capítulo 1. En este capítulo se enmarca la motivación que condujo a desarrollar la investigación y los objetivos de la misma.

Capítulo 2. Con el propósito de comprender el comportamiento de la unión entre los materiales compuestos y el hormigón, en el capítulo segundo se presenta una descripción de los materiales compuestos y sus propiedades. Además, se presentan las propiedades del hormigón con énfasis en el comportamiento mecánico y proceso de daño debido a cargas monotónicas. Asimismo, se presenta el estado del conocimiento del uso de los materiales compuestos para el refuerzo de estructuras de hormigón, con principal énfasis en los modos de fallo en vigas de hormigón reforzadas a flexión. Análogamente, se presenta el estado del arte de las

realizaciones sobre el comportamiento de la interfaz FRP-hormigón, incluyendo planteamientos analíticos y procedimientos experimentales.

Capítulo 3. En el capítulo tercero se presenta un análisis teórico del comportamiento de la interfaz FRP-hormigón. Además, se presenta una herramienta alternativa a los planteamientos analíticos propuestos por la comunidad científica, un estudio experimental preliminar de ensayos de adherencia y una simulación por elementos finitos.

Capítulo 4. Este capítulo está dedicado a la justificación, descripción y presentación de resultados de la campaña experimental de la propuesta del ensayo de adherencia.

Capítulo 5. El capítulo quinto recoge el análisis de los resultados obtenidos de la experimentación, la comprobación del despegue y el estudio comparativo de modelos. En los dos primeros epígrafes se analiza el efecto de la resistencia a compresión y el espesor del adhesivo sobre la carga de rotura de los ensayos de adherencia, la distribución de las tensiones en la interfaz y su redistribución durante el proceso de despegue, así como la relación tensión-deslizamiento. En el tercer epígrafe, se presentan las singularidades del despegue en la región entre fisuras y se presenta la propuesta de un modelo de comprobación. Finalmente, en el cuarto epígrafe se presenta el estudio comparativo de los modelos.

Capítulo 6. En el último capítulo se enuncian las conclusiones derivadas de la presente investigación y las futuras líneas de investigación.

Anejos A. En este anejo se incluyen bases de datos sobre vigas reforzadas a flexión recabadas de la literatura especializada cuyo modo de fallo se caracterizó por el despegue en la región entre fisuras.

Anejo B. En este anejo se presentan los resultados de la deformación del material compuesto de los ensayos de adherencia.

NOTA: Por haberse utilizado resultados de bases de datos externa, con utilización de notación punto-decimal, se ha adoptado éste criterio en la puntuación de toda la Tesis, utilizando el punto como separación de las cifras decimales de los números.

CAPÍTULO 2

Estado del conocimiento

2.1 Introducción

Cada vez es más frecuente el uso de materiales compuestos en ingeniería civil, de hecho, sus aplicaciones van desde el refuerzo de estructuras, ya sea de hormigón o de acero, hasta estructuras completas fabricadas con estos materiales tales como pasarelas.

El uso de estos materiales para refuerzo no se ha restringido únicamente al del tipo exterior, pues se pueden encontrar realizaciones con materiales compuestos utilizados como refuerzo interno, por ejemplo para el emparrillado en losas de puentes. En la imagen de la Figura 2-1 se muestra una realización de este tipo y en la 2-2, una pasarela peatonal fabricada con materiales compuestos.



Figura 2-1 Emparrillado de FRP.
Fuente: Bank, L (2011)



Figura 2-2 Pasarela de FRP. Fuente: G. Pulido, M. (2011)

Gracias a su alta relación resistencia/peso y durabilidad, estos materiales han resultado atractivos para un creciente número de aplicaciones; sin embargo, el coste

de los mismo continúa siendo un condicionante importante para su aplicación. Además, problemáticas estructurales como las conexiones, interacción con otros materiales, etc., así como las concernientes a la durabilidad como la resistencia al fuego, son temas de constante investigación, pues aunque su incursión en el aludido ámbito data de aproximadamente tres lustros, el tema sigue vigente pues las aplicaciones van en aumento.

En el siguiente epígrafe se presentan las propiedades generales de estos materiales con énfasis en aquellos de mayor uso en ingeniería civil.

2.2 Propiedades de los materiales compuestos

En este epígrafe se ofrece una descripción de los materiales compuestos, sus tipos, procesos de fabricación y propiedades. También se presentan las propiedades del hormigón con énfasis en el comportamiento mecánico y proceso de fisuración.

2.2.1 Definición

El término «material compuesto» se reserva para aquellos materiales de dos fases, a saber, fibra y matriz. La unión de estos dos componentes confiere al producto propiedades que son el resultado del trabajo unificado de los mismos. La fibra proporciona rigidez y resistencia; la matriz permite la configuración geométrica del material compuesto y la transmisión de esfuerzos de una fibra a otra. Para referirse a los materiales compuestos la comunidad de investigadores ha adoptado las siglas FRP (*fiber reinforced polymer*).

2.2.2 Constituyentes

Las fibras que conforman los materiales compuestos de mayor uso en ingeniería civil son las de carbono, aramida y vidrio. La primera de ellas presenta mayor rigidez y resistencia. La naturaleza de las matrices puede ser muy variada:

orgánica, mineral, metálica, cerámica, etc., siendo la primera de ellas la de uso mayoritario en el aludido ámbito.

A las siglas FRP se suele anteponer una letra que identifica el tipo de fibra; de este modo CFRP se refiere a materiales compuestos de fibra de carbono, AFRP a materiales compuestos de fibra de aramida y GFRP a los de fibra de vidrio.

Los materiales compuestos se distinguen por tener alta relación resistencia/peso en comparación con los metales, lo cual ha resultado atractivo a los ingenieros para aplicarlos en el ámbito de la ingeniería civil, principalmente para refuerzo, rehabilitación y reparación de estructuras metálicas y de hormigón. En la Figura 2-4 se muestra un gráfico tomado de Ashby M. F. (1992) en el que se ubican diferentes materiales compuestos caracterizados por el par (resistencia, densidad) y por la relación por cociente de las dos propiedades. En este gráfico claramente se puede observar la diferencia de la citada relación entre los materiales compuestos y los metales.

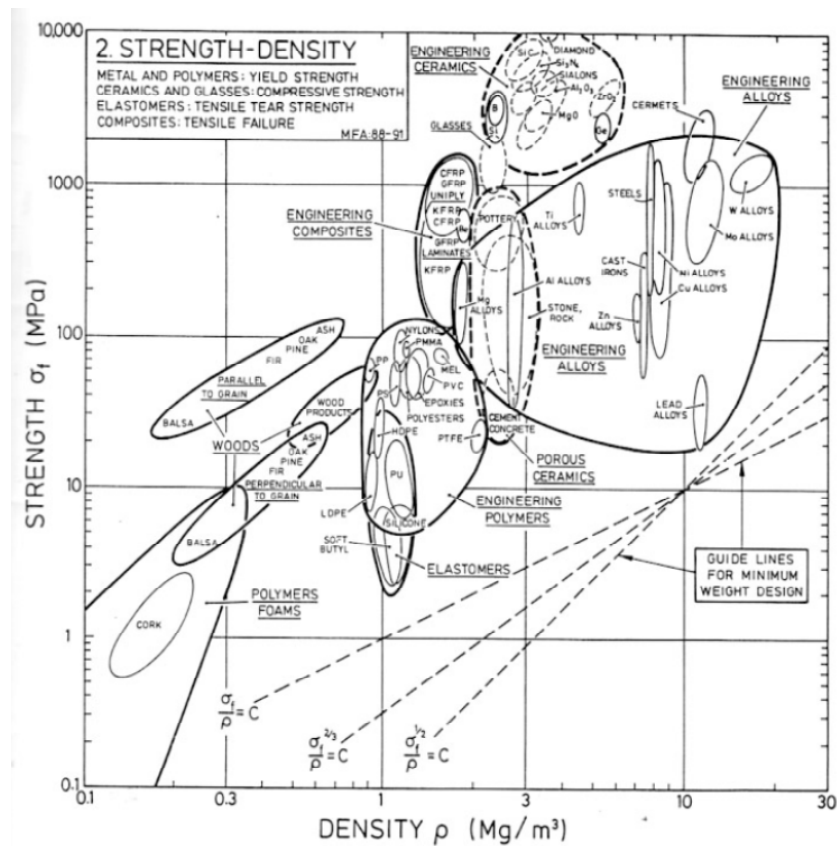


Figura 2-3 Resistencia versus densidad de materiales (Tomada de Ashby M. F. (1992))

2.2.2.1 Fibra de vidrio

Los materiales vítreos más comunes se componen de sílice (SiO_2), con adiciones de óxido de calcio, boro, sodio, hierro y aluminio. Estos vidrios son generalmente amorfos, aunque puede obtenerse cierta cristalización por calentamiento a altas temperaturas. Este proceso por lo general produce una reducción en la resistencia. Los vidrios de mayor uso en la elaboración de fibras son de tres tipos y se denominan por las letras E, C y S («E» es la abreviación de «*Electrical*»; «C» la de «*Corrosion*» y «S» es la de «*Structural*»). El vidrio tipo E es el más común ya que se caracteriza por tener una buena combinación de resistencia, rigidez y propiedades eléctricas. El vidrio C, en comparación con el vidrio E, tiene un coste y una resistencia a la corrosión química superior y una resistencia mecánica inferior. El vidrio tipo S, cuyas aplicaciones están dentro del ámbito de la industria aeronáutica, presenta una resistencia a la temperatura y un módulo de elasticidad superior lo que se traduce en un coste más elevado (Revuelta D. (2007)).

Las fibras de vidrio usadas para fabricar materiales compuestos tienen un diámetro entre 9 y 23 μm (ACI 440R-07). La fibra E-glass (la más comercializada) puede alcanzar una resistencia a tracción hasta de 3.5 GPa, y típicamente presenta un módulo de elasticidad de 76 GPa (Au C. (2005)). En la siguiente tabla, tomada de Bank L. C., et al. (2003) se presentan algunas propiedades de los diferentes tipos de fibras de vidrio.

Tabla 2-1 Propiedades típicas de las fibras de vidrio. Fuente: Bank L. C., et al. (2003)

| Propiedad | Tipo de fibra de vidrio | | |
|------------------------------|-------------------------|------|------|
| | E | C | S |
| Densidad (g/cm^3) | 2.57 | 2.46 | 2.47 |
| Resistencia a tracción (MPa) | 3400 | 2350 | 4600 |
| Módulo a tracción (GPa) | 72.5 | 74 | 88 |
| Elongación (%) | 2.5 | 2.5 | 3.0 |

2.2.2.2 Fibra de carbono

Es una fibra producida por el calentamiento de materiales precursores orgánicos que contienen una cantidad substancial de carbono, tales como el rayón, el poliacrilonitrilo (PAN), o el alquitrán en un ambiente inerte (ACI 440R-07).

Las fibras de carbono de alto módulo y alta resistencia se caracterizan por tener en cada filamento un diámetro comprendido entre 7 y 8 μm . Están formadas por pequeños cristales de grafito, una de las formas alotrópicas del carbón. Consiste en láminas de átomos de carbono arregladas en un patrón hexagonal. Estas láminas o capas se apilan una encima de las otras. Los átomos situados en la misma capa están unidos por enlaces covalentes muy fuertes, pero las capas se mantienen unidas mediante débiles fuerzas de van der Waals. De modo que para obtener las propiedades de alto módulo y resistencia los planos del grafito deben estar alineados paralelamente al eje de la fibra (Revuelta D. (2007)).

En la siguiente tabla se presentan algunas propiedades de las fibras de carbono tomadas del ACI 440R-07.

Tabla 2-2 Propiedades típicas de las fibras de carbono. Fuente: ACI 440R-07

| Propiedad | Tipo de fibra de carbono | | | | | | | |
|-------------------------------|--------------------------|------|------|------|-----------------------------|-----------------------------|---------------|------------------|
| | T-300 | AS | t-40 | HSB | Fortafil 3 TM | Fortafil 5 TM | Toray M40J | Zoltek (2006) |
| Densidad (g/cm ³) | 1.76 | 1.77 | 1.81 | 1.85 | 1.80 | 1.80 | 1.77 | 1.81 |
| Resistencia a tracción (MPa) | 3650 | 3100 | 5650 | 2340 | 3800 | 2760 | 4410 | 3800 |
| Módulo a tracción (GPa) | 231 | 220 | 276 | 345 | 227 | 345 | 377 | 242 |
| Elongación (%) | 1.4 | 1.2 | 2.0 | 0.58 | 1.7 | 0.8 | 1.2 | - |

2.2.2.3 Fibra de aramida

Es una fibra orgánica que puede alcanzar alta resistencia y rigidez con polímeros con alto índice de alineamiento. La fibra de aramida es una poliamida aromática, y comercialmente se le conoce por el nombre de Kevlar desarrollada por la empresa Du Pont. Existen dos formas principales en el mercado, el Kevlar 29 y el Kevlar 49. El primero se desarrolló como refuerzo de neumáticos y tiene resistencia

y módulo medio. El segundo tiene un módulo mayor y la misma resistencia que el primero y es el más empleado en materiales compuestos. (Revuelta D. (2007)).

La fibra de aramida se caracteriza por una alta resistencia a elevadas temperaturas. Comparada con fibras inorgánicas como las de carbono y vidrio, la fibra de aramida posee una mayor resistencia al fuego porque las fibras mismas no conducen el calor a la matriz. La temperatura típica de descomposición es de alrededor de 450 °C. La resistencia común a tracción es de 2.8 GPa y el módulo de Young de 104 GPa. Otra ventaja de las fibras de aramida es su alta tenacidad de fractura y resistencia al impacto. El mayor inconveniente que presenta este tipo de fibra es su débil resistencia a flexión y compresión. Las fibras de aramida fácilmente pandean o retuercen ante fuerzas de compresión, además la adhesión es baja para la mayoría de las resinas y presentan una alta absorción. (Au C. (2005)). En la Tabla 2-3 se presentan las propiedades típicas, tomadas del ACI 440R-07.

Tabla 2-3 Propiedades típicas de las fibras de aramida. Fuente: ACI 440R-07

| Propiedad | Tipo de fibra de vidrio | |
|-------------------------------|-------------------------|---------------------------|
| | Kevlar TM 49 | Twaron TM 1055 |
| Densidad (g/cm ³) | 1.45 | 1.45 |
| Resistencia a tracción (MPa) | 3620 | 3600 |
| Módulo a tracción (GPa) | 131 | 127 |
| Elongación (%) | 2.8 | 2.5 |

2.2.2.4 Matriz

La matriz tiene dos funciones principales: permitir la configuración de la geometría del material compuesto y la transferencia de tensiones entre las fibras. La matriz consiste en una resina que puede ser básicamente de dos tipos: termoestable o termoplástica. Las resinas termoplásticas se ablandan cuanto están sujetas al calor y endurecen bajo refrigeración. En cambio, las resinas termoestables, generalmente su forma inicial es en estado líquido y endurecen mediante un agente catalizador (o endurecedor), calor o combinación de ambos (ACI 440R-07). A este proceso de endurecimiento de la resina se le conoce como «curado». Dentro de las resinas termoestables están las siguientes: poliéster no saturada, éster de vinilo

(viniléster), epoxi, poliamida, fenólica y cianoacrilato. Algunas resinas termoplásticas comunes son: polietileno, polipropileno, nylon, policarbonato, cloruro de polivinilo (PVC), Tereftalato de polietileno (PET), acrílicos y acetal (Strong A. B. (2008)). En el ámbito de los materiales compuestos las resinas termoestables son de especial importancia. Como se ha mencionado antes, un aspecto fundamental de las resinas termoestables es el curado, el cual consiste en la formación de enlaces entre las moléculas (*cross-links*) casi tan fuertes como los enlaces entre los átomos de la propia molécula (Strong A. B. (2008)); a este proceso se le conoce como polimerización. La densidad de enlaces entre moléculas comúnmente es relacionada con las propiedades térmicas y mecánicas de la resina. En la Tabla 2-4 tomada de Strong A. B. (2008) se presentan las propiedades típicas de algunas resinas.

Tabla 2-4 *Propiedades de las matrices. Fuente: Strong A. B. (2008)*

| Propiedad | Poliéster | Epoxis | Poliamidas | Fenólicas | Termoplásticas | Cerámicas | Metálicas |
|-------------------------------|-----------|------------|------------|-----------|----------------|-----------|-----------|
| Resistencia a flexión (MPa) | 55 – 159 | 310 – 379 | 103 – 172 | 48 – 96 | 96 – 124 | 41 – 69 | – |
| Módulo de flexión (GPa) | 0.3 – 0.4 | 1.4 – 1.7 | 0.3 – 0.6 | 0.7 – 0.8 | 0.3 – 0.4 | – | – |
| Densidad (g/cm ³) | 1.1 – 1.2 | 1.2 – 1.25 | 1.3 – 1.4 | 1.3 – 1.4 | 1.1 – 1.2 | 1.8 – 2.5 | 2.0 – 6.0 |
| Resistencia a tracción (MPa) | 21 – 89 | 34 – 103 | 41 – 89 | 34 – 62 | 34 – 138 | 28 – 138 | 48 – 482 |
| Módulo a tracción (GPa) | 0.2 – 0.4 | 0.4 – 0.5 | 0.3 – 0.4 | 0.6 – 1.2 | 0.2 – 0.5 | 0.3 – 12 | 5 – 50 |
| Elongación (%) | 1.4 – 4.0 | – | 1.1 | 0.5 – 0.8 | – | – | 1.4 – 4.0 |

2.2.2.5 Adhesivo

Al igual que las resinas utilizadas en la fabricación de materiales compuestos, los adhesivos con aplicaciones en ingeniería civil se dividen en dos grupos: termoestables y termoplásticos. Estos adhesivos no necesariamente tienen que ser (y frecuentemente no lo son) los mismos usados como resinas en compuestos FRP, aunque pueden llegar a ser de la misma clase (Au C. (2005)). Se pueden encontrar en el mercado adhesivos termoestables a base de una gran variedad de grupos químicos, pero los más ampliamente utilizados en ingeniería civil son los productos a base de resinas epoxi y poliéster no saturadas. (Mays G., et al. (1992))

El epoxi es un tipo de adhesivo especial y popular en ingeniería civil, ya que puede modificarse según requerimientos específicos no sólo mecánicos sino ambientales durante su aplicación y a lo largo de su vida útil. Por ejemplo, es común la adición de *fillers* para evitar el fenómeno de fluencia, mejorar la resistencia al fuego y la corrosión, etc. Propiedades de tenacidad pueden ser logradas mediante la adición de caucho a manera de partículas para evitar el fallo por fractura prematura.

En ingeniería civil, los adhesivos termoplásticos son comúnmente usados para funciones no estructurales, por ejemplo para acabados (Mays G., et al. (1992)).

2.2.2.6 Mecanismos de adhesión

La adhesión generada en la interfaz entre un adhesivo y un adherente puede ser generada por uno o varios de los mecanismos teóricos y aceptados por la mayoría de los investigadores: difusión, adsorción (atracción física), adhesión química y trabazón mecánica (Mays G., et al. (1992)). El mecanismo de difusión se realiza mutuamente entre dos materiales poliméricos; sin embargo, la aplicación de esta teoría está limitada a polímeros de alto peso molecular con numerosos grupos reactivos dispuestos a lo largo de su cadena macromolecular. La adsorción consiste en la atracción física del adhesivo a nivel macromolecular por la superficie del sustrato, las fuerzas más comunes relacionadas con este fenómeno son de tipo van der Waals, para lo cual deberá existir un contacto íntimo intermolecular entre los dos materiales. La adhesión de tipo químico se refiere a enlaces químicos (iónico o covalente); esta adhesión es superior a la generada por adsorción mutua. La adhesión por trabazón mecánica es la más fácil de visualizar, ya que consiste en la penetración del adhesivo en los poros e irregularidades del adherente, es decir, en una superficie rugosa, lo cual está asociado a un área de contacto mayor con el adhesivo en comparación con un adherente de superficie lisa.

2.2.2.7 Epoxi

Los adhesivos a base de resinas epoxi son los más usados en el ámbito de la ingeniería civil para uniones estructurales. Existe una gran variedad de dichas resinas, pero tradicionalmente las más usadas son las derivadas de la reacción del

bisfenol A y la epiclorhidrina, específicamente diglicidiléter del bisfenol A (DGEBA) que dan origen a unas resinas primarias lineales con grupos epoxi terminales (diepóxidos) y lateralmente varios grupos hidroxilos que permiten su polimerización posterior mediante agentes de curado (endurecedores) (Carpio M. A. R. (2007), p. 630), obteniendo de esta manera las propiedades características de los adhesivos epoxi.

Los agentes de curado (o endurecedores) son diaminas que a su vez pueden ser alifáticas o aromáticas, las primeras son adecuadas para el curado de la resina en frío y las segundas para curado exclusivamente en caliente. Otro grupo de endurecedores lo constituyen los anhídridos, los cuales requiere de altas temperaturas, alrededor de 150 °C para completar el curado de 5 a 8 horas, y el producto se caracteriza por una buena estabilidad térmica; sin embargo, frecuentemente no se usan para adhesivos debido a que exhiben un carácter quebradizo.

Además de la amplia gama de endurecedores que confieren a la resina ciertas propiedades, éstas todavía se pueden adaptar aún más a las necesidades mediante el uso de aditivos tales como antioxidantes, reductores de viscosidad, flexibilizantes, promotores de la adhesión y tenacidad, y fillers. Éstos últimos reducen la reacción exotérmica y la subsiguiente retracción térmica en el curado, así como los coeficientes de expansión; análogamente pueden generar reducción o mejora en las propiedades mecánicas del adhesivo dependiendo de las características del aditivo (Mays G., et al. (1992), Hutchinson A. R., et al. (2006); Carpio M. A. R. (2007), p. 635).

2.2.3 Procesos de fabricación

En el ámbito de la ingeniería civil, la conformación del material FRP se realiza básicamente de dos maneras, bien por el fabricante mediante la técnica denominada por pultrusión (*pultruded*) y por lo tanto es un material prefabricado, bien manualmente por técnicos a la hora de reforzar el elemento estructural alternando capas de tejido de fibras y resina, generalmente colocando cada capa de tejido de fibras antes de que la capa de resina haya secado por completo, es decir

mediante un proceso húmedo (*wet lay-up*). Existen también los denominados *prepregs* que consisten en tejidos preimpregnados con resina activa para la conformación de laminados. Este último proceso tiene la ventaja de facilitar un mayor control en el curado de la resina y en el contenido de vacíos en comparación con la impregnación in situ. En general, los laminados hechos a partir de *prepregs* exhiben mejores propiedades de resistencia y durabilidad en comparación con los laminados realizados con la técnica *wet lay-up*.

En el ámbito del refuerzo de estructuras a flexión, las presentaciones comunes en elementos prefabricados son las pletinas de ancho de 50, 100 mm y 150 mm y espesores de 1.2 y 1.4 mm. También se fabrican tiras de ancho menor para el refuerzo tipo NSM (*near surface mounted*) que se insertan en ranuras previamente realizadas en la cara de tracción a lo largo del elemento de hormigón. De esta forma se evita dejar a la vista el material de refuerzo como ordinariamente pasa con bandas encoladas o sistemas *wet lay-up*.

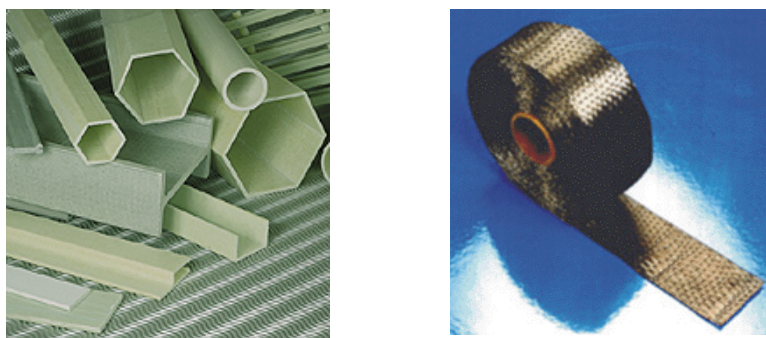


Figura 2-4 (Izquierda) Perfiles de FRP fabricados mediante el sistema de pultrusión. (Derecha) Tejido de fibra de carbono.

2.2.4 Propiedades mecánicas

En general, las propiedades mecánicas dependen del proceso de fabricación del material compuesto, pero en todos los casos están en función del contenido y orientación de las fibras.

Las propiedades mecánicas más importantes son el módulo y la resistencia a tracción. En términos generales, la resistencia a compresión de los materiales compuestos suele ser menor que la de tracción. La relación suele estar en el rango

del 20 al 78% dependiendo del tipo de fibra (ACI 440.2R-08). Esta relación suele ser mayor en los materiales compuestos de fibra de carbono, posteriormente están los de fibra de vidrio y seguidamente los de aramida. En la siguiente Tabla 2-5 se presentan las propiedades típicas de productos FRP empleados para el refuerzo de estructuras. La información fue recabada de las fichas técnicas de los fabricantes. Además, también se indica la norma que regula el ensayo correspondiente.

Tabla 2-5 Propiedades típicas de las fibras de aramida.

| Producto FRP | Densidad (g/cm ³) | Contenido volumétrico de fibras (%) | Resistencia a tracción (MPa) | Módulo de tracción (GPa) | Coefficiente de Poisson | Elongación (%) |
|------------------------------------|-------------------------------|-------------------------------------|------------------------------|--------------------------|-------------------------|----------------|
| Prefabricados (pletinas) | | | | | | |
| Sika® CarboDur® | 1.6 | 68 | 3100 | 165 | - | 1.7 |
| Sika® CarboShear L | 1.55 | 56 | 2250 | 120 | - | 1.7 |
| Mapei® Carboplate E 170 | 1.61 | 68 | 3100 | 170 | - | 2 |
| Mapei® Carboplate E 200 | 1.56 | 68 | 3300 | 200 | - | 1.4 |
| Mapei® Carboplate E 250 | 1.61 | 65 | 2500 | 250 | - | 0.9 |
| Prefabricados (barras) | | | | | | |
| Drizoro® Carborod | - | - | 2000 | 150 | - | 1.33 |
| Maperod C | - | - | - | 155 | - | - |
| Tejidos de fibra 0° | | | | | | |
| Sika Wrap® – 231 C/45 | 1.76 | - | 4300 | 238 | - | 1.8 |
| Sika Wrap® – 530 C/105 | 1.8 | - | 4000 | 240 | - | 1.5 |
| Replark® 20 | - | - | 3400 | 230 | - | - |
| Replark® 30 | - | - | 3400 | 230 | - | - |
| Replark® MM2 | - | - | 2400 | 440 | - | - |
| MapeWrap C UNI-AX | 1.8 | - | 4830 | 230 | - | 2 |
| MapeWrap C UNI-AX HM | 1.82 | - | 4410 | 390 | - | 1.1 |
| MapeWrap S Fabric | | - | 2845 | 210 | - | 2.6 |
| Tejidos de fibra 0° / 90° | | | | | | |
| MapeWrap C BI-AX | 1.79 | - | 4800 | 230 | - | 2.1 |
| Tejidos de fibra 45° / -45° | | | | | | |
| MapeWrap C QUADRI-AX | 1.79 | - | 4800 | 230 | - | 2.1 |
| Norma | | | ASTM D3039 | ASTM D3039 | | |

2.3 Propiedades del hormigón

2.3.1 Proceso de fisuración

Uno de los fenómenos más complejo que se desarrolla en la masa de hormigón, y que está directamente relacionado con su resistencia, es el proceso de fisuración; el cual, independientemente del estado de esfuerzos que lo origina, se divide en las siguientes etapas (Buyukozturk Oral. (2004))

1. Fallo de la adherencia árido-pasta. La fisuración del hormigón comienza en la interfase árido-pasta.
2. Fisuración de la pasta de cemento.
3. Propagación de la fisura (proceso inestable).
4. Fallo.

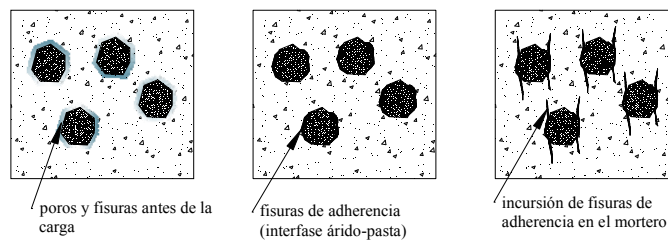


Figura 2-5 Proceso del daño del hormigón

La experimentación a través de los años ha demostrado que el hormigón exhibe un comportamiento resistente claramente distinto en función del tipo de esfuerzo al que esté sometido. Asumiendo al hormigón como un medio continuo, es bien sabido que cualquier combinación de tensiones puede reducirse a un estado de tres tensiones normales actuando en planos mutuamente perpendiculares (tensiones principales). Las propiedades mecánicas del hormigón para los estados uniaxial, biaxial y triaxial conforman un tema de estudio y experimentación constantes debido principalmente al surgimiento de nuevos hormigones o adiciones destinadas a mejorar el comportamiento mecánico del citado material.

2.3.2 Comportamiento en estado uniaxial

2.3.2.1 Comportamiento uniaxial a compresión

La relación entre la tensión de compresión y la deformación causada (sin tomar en cuenta los fenómenos relacionados con el tiempo) consiste inicialmente en una línea presumiblemente recta (comportamiento elástico lineal) hasta alcanzar una determinada fracción del valor de la resistencia máxima, generalmente del 30%. Posteriormente exhibe un comportamiento elástico no lineal hasta alcanzar la resistencia máxima seguido de un descenso hasta producirse el fallo por aplastamiento a una determinada deformación última ϵ_{cu} . La resistencia del hormigón en estado uniaxial de compresión se obtiene experimentalmente mediante la normalizada y ampliamente utilizada prueba de compresión de probetas cilíndricas (o cúbicas).

El comportamiento del hormigón a compresión está asociado al progreso de un estado de microfisuración inicial, cuando la tensión es inferior al 30% de la tensión máxima. Para este nivel tensional la energía no es suficiente para crear nuevas microfisuras y por esta razón el comportamiento de la relación tensión-deformación es prácticamente lineal. En consecuencia, varios investigadores lo han propuesto como el límite de elasticidad (Kotsovos M. D., et al. (1977)). A esta etapa le sigue un proceso estable de aumento de la microfisuración en la interfase árido-pasta (o fisuras de adherencia). Este proceso se encuentra en el rango de 30% a 75% de la tensión máxima. A partir de ésta, las microfisuras en la interfase árido-pasta penetran y se desarrollan en el mortero. El mismo nivel de tensión está asociado a un cambio brusco de la disminución volumétrica, cuyo valor exacto se denomina *tensión crítica*.

Según Park R. (1998) citado por Cuevas O. M. G., et al. (2005), en esencia, la forma de la relación tensión-deformación a compresión es similar para los hormigones ligeros, normales y de alta resistencia, con la diferencia de que los últimos exhiben un comportamiento más frágil después de alcanzar la tensión de pico, además de un ligero aumento en la deformación correspondiente a dicha tensión de pico.

En lo que respecta al hormigón autocompactante, una recopilación y análisis de datos llevada a cabo por Vilanova A. (2009) muestra que existe una reciente opinión generalizada de presentar, para una misma relación agua/cemento, mayor resistencia (no muy marcada) respecto a los hormigones convencionales debido a la mayor densidad y menor microfisuración inicial en la interfase árido-pasta, consecuencia de los aditivos empleados en la fabricación de hormigón autocompactante (reductores de agua y adiciones minerales).

En lo referente a los hormigones reforzados con fibras metálicas el efecto de éstas es notorio en la deformación correspondiente a la tensión de pico y el comportamiento posterior Nataraja M. C., et al. (1999). La deformación aumenta conforme aumenta el volumen de fibras y la relación de aspecto. El comportamiento posterior es menos frágil, el área bajo la aludida curva aumenta conforme aumenta el contenido de fibras o la relación de aspecto.

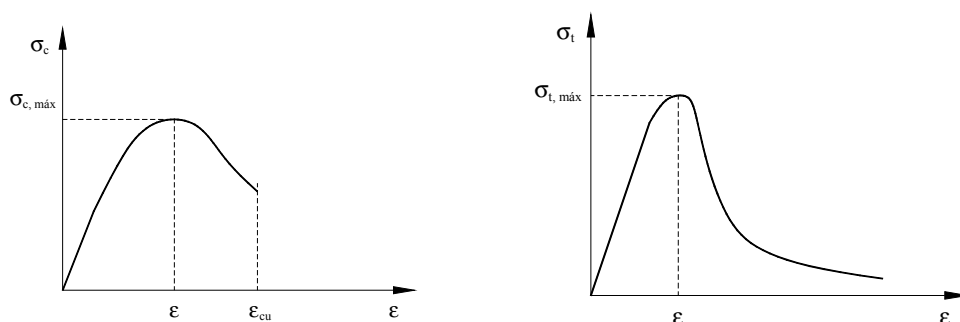


Figura 2-6 Comportamiento uniaxial del hormigón a compresión (izq) y a tracción (der.)

Otro aspecto importante del hormigón en estado tensional uniaxial es la alternancia de ciclos de carga y descarga. Si la carga es retirada cuando el hormigón ha rebasado el régimen elástico lineal, la respuesta es ligeramente más «suave» (este efecto generalmente es ignorado en los modelos de programas de elementos finitos).

2.3.2.2 Comportamiento uniaxial a tracción

Las investigaciones han demostrado que el comportamiento y la resistencia a tracción del hormigón (convencional) está influenciado por el tipo y tamaño del

árido, por las condiciones de porosidad y contenido de vacíos y por ende de las condiciones de curado y relación agua/cemento, de las condiciones de humedad.

La curva tensión-deformación que describe el comportamiento a tracción del hormigón se define generalmente en tres fases, en la primera la relación tensión-deformación tiene un comportamiento lineal hasta alcanzar una tensión cercana al 60% de la tensión máxima, posteriormente continua un comportamiento no lineal atribuido a un proceso estable de microfisuración (rotura de la adhesión árido-pasta) hasta alcanzar la tensión máxima. La tercera fase se caracteriza por un súbito descenso de la tensión, debido a un proceso inestable de fisuración (propagación y generación de nuevas fisuras) hasta producirse el fallo.

Existen básicamente tres tipos de ensayos para obtener la resistencia a tracción del hormigón: ensayo de tracción directa, ensayo de tracción indirecta (o ensayo de compresión diametral o ensayo brasileño) y el ensayo de flexión (que puede ser de tres o cuatro puntos). Los dos últimos ensayos están normalizados por las normas ASTM C 496, ASTM C 293 y ASTM C 78, respectivamente. El ensayo de tracción directa es de escasa aplicación dado que resulta complejo garantizar que la tracción sobre el prisma coincida con su eje longitudinal. La influencia de los distintos factores sobre la resistencia a tracción del hormigón no es la misma en todos los tipos de ensayos debido a las condiciones inherentes del propio método. Por ello, se tiene que en el ensayo de tracción directa se obtienen valores inferiores y en el ensayo a flexión el que da como resultado valores superiores, y en medio se tiene el ensayo de tracción indirecta. En el ensayo de tracción directa, aún rigurosamente controlado, el fallo se da por una macrofisura perpendicular a la dirección de la carga

En la mayoría de los proyectos, no se exige obtener la resistencia a tracción del hormigón experimentalmente, basta con obtenerla indirectamente mediante la conocida relación con la resistencia a compresión. Los ensayos experimentales de los que se derivan tales relaciones tienen, sin embargo, gran dispersión, ya que los resultados provienen de diferentes bases de datos en los que han empleado distintos tipos de áridos (CFE. (1994)).

El comportamiento de la relación tensión-deformación una vez que ha alcanzado la tensión máxima (el ablandamiento o *softening*) no es fácil de obtener

en el laboratorio, requiere de máquina de ensayos rígida y servocontrolada (Delibes A. (1993)). Quizás los primeros en obtener la rama descendente fueron Evans R. H., et al. (1968), citados por Hillerborg A., et al. (1976). La deformación última obtenida por la comunidad de investigadores es aproximadamente cuatro veces la deformación correspondiente a la tensión máxima. En la Figura 2-6 (derecha) se presenta el esquema de la curva tensión-deformación a tracción.

La relación tensión-deformación de los hormigones de alta resistencia tiene el mismo aspecto. De acuerdo con lo que señalan Ren Xiaodan, et al. (2008), la aleatoriedad de las primeras fisuras se deja una vez más en evidencia, ya que en ensayos de tracción directa rigurosamente controlados, el fallo se produce por una macrofisura perpendicular a la dirección de la carga aleatoriamente a lo largo de su altura y no precisamente en o cerca de la mitad de la probeta.

2.3.3 Comportamiento en estado biaxial

Numerosos experimentos de simulación de estructuras de hormigón suelen plantearse simplificadaamente mediante esquemas bidimensionales de tensión. El comportamiento del hormigón convencional en estado de tensión biaxial ha sido ampliamente estudiado por muchos investigadores. Cronológicamente se pueden citar los siguientes: Newman K. (1968); Kupfer H., et al. (1969); Nelissen L. J. M. (1972); Carino N. J., et al. (1976); Tasuji M. E. (1978); van Mier J. G. M. (1986); Yin W. S., et al. (1989); Traina L. A., et al. (1991); Candappa D. P., et al. (1999); Nielsen C. V. (1998); Hussein A., et al. (2000); Seow P. E. C., et al. (2005).

En términos generales, los efectos de la tensión biaxial son el aumento del 10% al 25% de la resistencia en estado de compresión-compresión y una disminución en estado de compresión-tracción. Es ampliamente sabido que el efecto de la tensión biaxial en el hormigón suele representarse en lo que se denomina envolvente de la resistencia o superficie de fluencia (Figura 2-7).

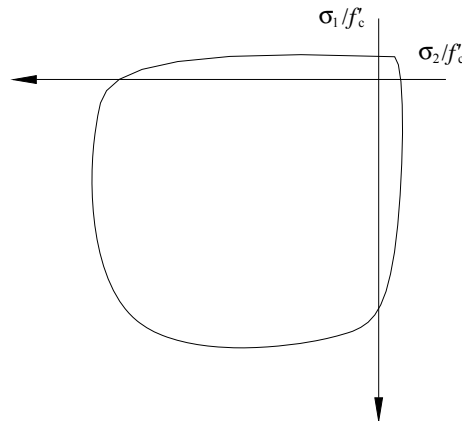


Figura 2-7 Superficie de fluencia del hormigón

El estado de tensión biaxial tiene repercusión en la deformación volumétrica del elemento, exhibiendo en un inicio una compactación para después presentarse el fenómeno de dilatación debido a la fisuración. En la década de los 70 no estaba claro a qué nivel de carga se producía la dilatación (Gerstle KH. (1981)), pues por un lado se tenían los trabajos de Linse D., et al. (1976) y por otro los de Schickert G., et al. (1977). El primero reportaba que la dilatación se producía inmediatamente antes del fallo y el segundo a una tensión del 70% a 85% del fallo. Teóricamente se trataba del mismo hormigón y aunque el método de ensayo en esencia también era el mismo, se habían utilizado pletinas de diferente rigidez. Esto significaba que los resultados están claramente influenciados por el sistema de ensayo.

En hormigones de alta resistencia, de acuerdo con los resultados obtenidos por Ren Xiaodan, et al. (2008), la superficie de resistencia (o fluencia) en la zona de compresión-compresión es mayor comparada con la propuesta por otros investigadores (Kupfer H., et al. (1969) y Tasuji M. E. (1978)). Contrariamente al efecto favorable sobre la resistencia, la deformación última disminuye en un estado biaxial de compresión-compresión según Ren Xiaodan, et al. (2008).

2.3.4 Comportamiento en estado triaxial

Los resultados experimentales de carga triaxial obtenidos por la comunidad de investigadores muestran que el hormigón exhibe un comportamiento delimitado por una superficie de fluencia (Chen W. F. (2007)), dependiente de la tensión hidrostática (Figura 2-8).

Sfer Domingo, et al. (2002), confirmaron los estudios llevados a cabo durante tres décadas. La carga máxima en compresión axial aumenta significativamente al aumentar el nivel de confinamiento. Para bajos o nulos niveles de confinamiento el hormigón exhibe una microfisuración distribuida, varias macrofisuras y una bien definida tensión máxima seguida de un descenso (*softening*). Para altos niveles de confinamiento, el fallo se produce más bien por hendimiento y aplastamiento de la pasta de cemento, provocando la separación del bloque en planos inclinados resultando en un fallo dúctil.

En cuanto al hormigón reforzado con fibras, se pueden encontrar adaptaciones de las superficies de fluencia propuestas originalmente para el hormigón convencional (Chern J. C., et al. (1993)), o más recientemente, modelos unificados como el de Seow P. E. C., et al. (2005) en el que se toma en cuenta el volumen de fibras.

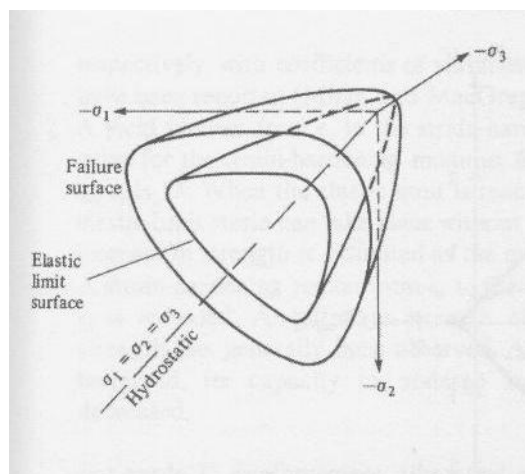


Figura 2-8 Superficie de fluencia del hormigón en estado triaxial (fuente: Chen W. F. (2007))

2.4 Refuerzo de estructuras de hormigón con materiales compuestos

2.4.1 Introducción

Los materiales compuestos se han empleado para aumentar la resistencia de elementos estructurales de hormigón ante diferentes estados de esfuerzos: flexión, cortante, torsión, compresión (en pilares, por medio del confinamiento), etc. La interacción entre estos materiales y el hormigón ha sido un tema de constante investigación, pues poseen propiedades mecánicas y de durabilidad bien distintas. En las fotografías de la Figura 2-9, se muestran respectivamente la aplicación de un refuerzo a flexión y otro a cortante.



Figura 2-9 Izq. Refuerzo a flexión. Der. Refuerzo a cortante. Fuente: G. Pulido, M. (2011).

En lo que sigue se describen las técnicas de refuerzo, los modos de fallo y recomendaciones de los investigadores y las contenidas en las normas con mayor proyección en el ámbito internacional, con énfasis en el refuerzo a flexión.

2.4.2 Refuerzo a flexión

Como alternativa al uso de chapas metálicas, surgió en la década de los 90 el uso de materiales compuestos para el refuerzo de estructuras a flexión (vigas de puente, losas, vigas de edificios) siendo, quizás, el primer tipo de refuerzo en el que se emplearon materiales de este tipo. Desde entonces, los investigadores han

estudiado la respuesta de las estructuras reforzadas con este tipo de materiales, hasta entonces, nuevos en el ámbito de la ingeniería civil. Los modos de fallo, ductilidad, eficiencia entre distintas técnicas de aplicación, fisuración, deflexión, respuesta dinámica, adherencia entre el material compuesto y el hormigón, etc., son algunos de los fenómenos más abordados por la comunidad científica.

Las técnicas de refuerzo a flexión pueden desglosarse en las siguientes:

- I. Refuerzo con pletinas FRP prefabricadas (por pultrusión) encoladas en la parte inferior.
- II. Refuerzo con laminados FRP conformados in situ en la parte inferior.
- III. Refuerzo tipo «funda» (o tipo «U») conformado in situ (*wrapping*).
- IV. Refuerzo con tiras de FRP prefabricadas (NSM *strips*) insertadas a lo largo del elemento en la parte inferior.
- V. Refuerzo en la cara de tracción con pletina o laminado conformado in situ y sistema de anclaje con laminados (encamisados en forma U) en los extremos.
- VI. Refuerzo en la cara de tracción con pletina o laminado conformados in situ con anclaje en los extremos por medio de tornillos (anclaje mecánico).

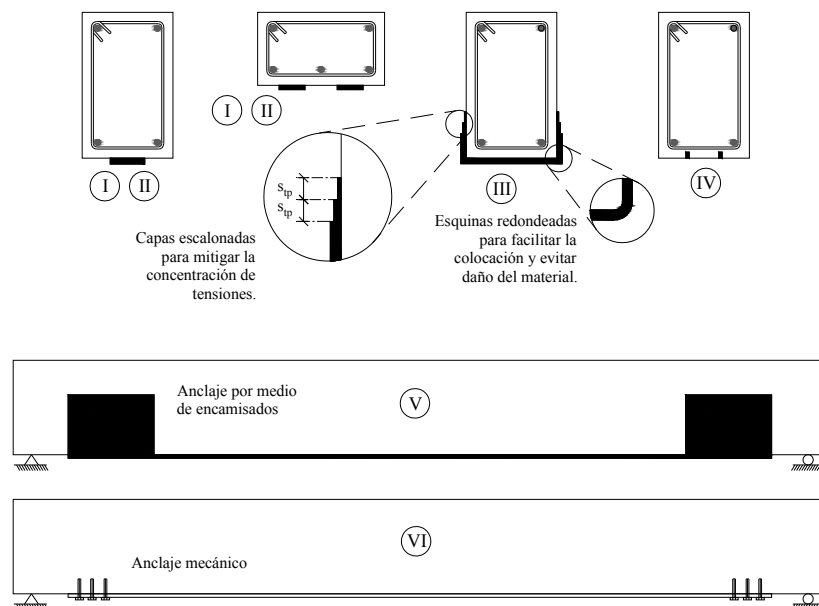


Figura 2-10 Técnicas para refuerzo a flexión

La Figura 2-10 muestra esquemáticamente las técnicas de refuerzo a flexión. El refuerzo tipo I consiste en pegar una o varias pletinas de FRP por medio de un adhesivo (generalmente tipo epoxi) a lo largo de la pieza de hormigón en la superficie de tracción previamente preparada. El refuerzo tipo II consiste en alternar capas de resina y tejido de fibras (generalmente de carbono). El refuerzo tipo IV se utiliza cuando la estética es un factor importante de la estructura, en este caso las tiras de FRP se incrustan y adhieren (por medio de un adhesivo tipo epoxi) en ranuras previamente realizadas en sentido longitudinal del elemento de hormigón, con esto se evita en la mayor medida posible que el refuerzo quede a la vista.

Los modos de fallo que tienen lugar en refuerzos tipo I y II detectados por la comunidad de investigadores pueden clasificarse en los siguientes:

- 1) Despegue del refuerzo en uno de sus extremos a través de la interfaz FRP-Hormigón (DEI).
- 2) Despegue del refuerzo en uno de sus extremos al nivel inferior de la armadura de tracción (DESR).
- 3) Despegue del refuerzo en la zona de fisuras de flexión o flexión-cortante (DFF).
- 4) Despegue del refuerzo originado por una grieta de cortante (DGC).
- 5) Rotura del refuerzo FRP (RP).
- 6) Flexión por fluencia del acero y rotura del refuerzo (FARP).
- 7) Compresión del hormigón (CH).

El despegue del refuerzo frecuentemente condiciona el diseño del elemento. El modo de fallo 1) se origina en el extremo del refuerzo debido a la concentración de tensiones (normales y tangenciales) en la interfaz. Al referirse a la interfaz, se intuye que se refiere al adhesivo, sin embargo, el fallo frecuentemente se produce en el hormigón en una capa de 1 mm a 2 mm por encima de la interfaz adhesivo-

hormigón. En cualquier caso, se referirá indistintamente el fallo de la interfaz excepto en los casos en que sea necesario hacer la distinción. En algunos casos, la concentración de tensiones intercepta una fisura de flexión-cortante redirigiendo el despegue al nivel de la armadura de tracción despojándola del recubrimiento (modo de fallo 2). La intersección puede darse justo en el extremo del refuerzo o a cierta distancia.

En el modo de fallo 3 el despegue se origina en una fisura de flexión-cortante y continúa hacia el extremo más próximo. Este modo de fallo se produce cuando el refuerzo se extiende casi hasta los apoyos o se ha dispuesto un sistema de anclaje (encamisado o tornillos).

En el modo de fallo 4, aunque guarda relación con el despegue del laminado, el fallo se da inicialmente por cortante. El desplazamiento relativo de los labios de la grieta induce el despegue del refuerzo.

En el modo de fallo 5, atribuido a una cantidad de material FRP insuficiente, el refuerzo no despegue sino rompe, y en algunos casos, antes de la fluencia de la armadura de tracción.

En el caso del modo de fallo 6, el refuerzo soporta las tensiones en la interfaz, conforme aumenta la carga el incremento de tracción sobre la armadura y el refuerzo pueden asumirse proporcionales, pero una vez que la armadura de tracción fluye, existe un incremento importante de tracción sobre el laminado (el cual, aún puede seguir soportando carga con un comportamiento presumiblemente elástico lineal) y antes de que las tensiones en la interfaz puedan inducir el despegue del material, éste rompe en la zona donde la armadura de tracción ha alcanzado el límite de fluencia. Este modo de fallo está asociado a bajas cuantías de armadura y de refuerzo FRP (FIB C. (2001)).

Por último, el modo de fallo 7 es similar al fallo por compresión del hormigón en vigas comunes sin refuerzo exterior.

En la Figura 2-11 se presenta el esquema de los modos de fallo relacionados con el despegue del refuerzo.

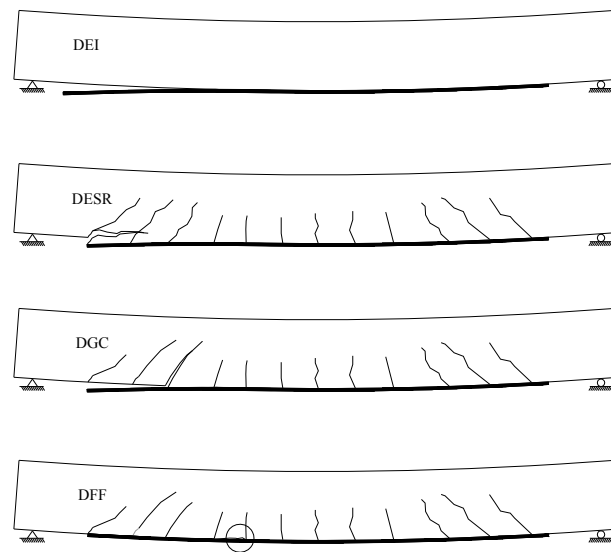


Figura 2-11 Modos de fallo asociados al despegue del refuerzo

A continuación se hará un repaso de las investigaciones más relevantes encontradas en la literatura especializada sobre el refuerzo a flexión. Gracias a estas campañas experimentales, la comunidad científica ha podido establecer una clasificación de los modos de fallo, la cual, en términos generales es la que se ha descrito anteriormente.

Quizás uno de los primeros trabajos más relevantes en los que se resaltaba el fallo por despegue del laminado fue el de Urs Meier Hanspeter K. Aunque el proyecto de investigación comenzó a mediados de la década de los 80, en la citada acta de la conferencia *Specialty Conference on Advanced Composites Materials in Civil Engineering* celebrada en las Vegas en enero de 1991, ya indicaba como modo de fallo la región entre fisuras y conforme a los resultados de su campaña experimental, los citados autores detectaron que en algunos casos el desplazamiento relativo originado por una fisura en las cercanías del punto de aplicación de la carga inducía el despegue súbito del laminado (Figura 2-12).

Ritchie P. A., et al. (1991) por su parte, también señalan el fallo por separación del recubrimiento (DESR) del hormigón en sus resultados experimentales. Además, resaltan el aumento de la capacidad de carga pero en detrimento de la ductilidad de la viga.

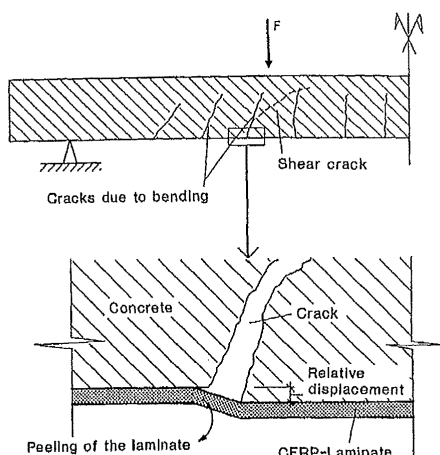


Figura 2-12 Desplazamiento vertical relativo en una fisura. Fuente: Urs Meier Hanspeter K.

Saadatmanesh Hamid, et al. (1991) obtuvo conclusiones similares a Ritchie P. A., et al. (1991) a partir de ensayos con vigas rectangulares y vigas en T. Además, resalta que el aumento de la capacidad de carga fue más significativo en las vigas con la menor cuantía de armadura longitudinal. A este respecto, cabe mencionar que Ross C. A., et al. (1999) obtuvo conclusiones similares (cuantías inferiores al 1%).

Arduini M. (1997) estudió si la prefisuración de las vigas tenía influencia en su comportamiento en comparación con las piezas que fueron reforzadas en su estado original. Los citados autores, fueron quizás unos de los primeros en señalar que no existe influencia significativa.

Garden H. N., et al. (1997) incluyó como variables de estudio la configuración de cargas en vigas de 100×100 mm y 1 metro de luz y la relación de aspecto del laminado. Encontró que el aumento de la carga se reduce al disminuir la relación de aspecto del refuerzo y la relación L_e/d . El fallo en todas las piezas incluyó la separación del recubrimiento del hormigón.

En la década de los 90 ya estaba bien identificado el modo de fallo DESR, lo cual indujo a algunos investigadores profundizar en el tema, tal es el caso de Tumialan J. G., et al. (1999) que realizaron una campaña experimental con tal finalidad y encontraron que la separación del recubrimiento puede tener lugar en el

extremo o en la región de centro de vano. Sin embargo, no detallan en qué circunstancias puede producirse cada uno.

Fanning P. J., et al. (2001) realizaron ocho ensayos a flexión de 4 puntos con vigas de hormigón de alta resistencia (80 MPa). Una de las principales variables fue la longitud del laminado. La carga última se reducía para longitudes cortas del laminado y el fallo era del tipo DESR, en tanto que para las vigas con el laminado que se extendía hasta los apoyos el fallo se produjo por una grieta en el punto de aplicación de la carga propagándose en dirección al apoyo a través de la interfaz FRP-hormigón y al nivel de la armadura de tracción hacia el centro de vano (Figura 2-13).

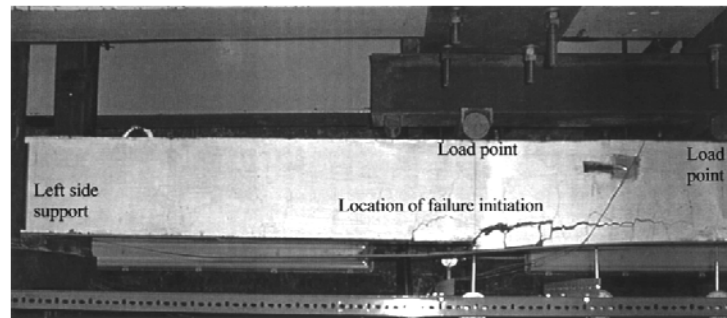


Figura 2-13 Fallo en las piezas con laminado extendido hasta los apoyos. Fuente: Fanning P. J., et al. (2001)

Rahimi H., et al. (2001) estudiaron la influencia de la cuantía de la armadura longitudinal y transversal así como la del refuerzo exterior en un total de 21 ensayos de vigas a flexión de 4 puntos de 2 y 3 metros de luz. El sistema de refuerzo fue conformado por el método de capa húmeda. Los citados autores encontraron un aumento de la carga máxima hasta en un 230% frente a la viga de control. Por otra parte, no encontraron influencia en el comportamiento entre las vigas que fueron prefisuradas antes de la colocación del refuerzo y su contraparte.

Los citados autores estudiaron dos cuantías de armadura longitudinal y dos separaciones de armadura transversal. La totalidad de las vigas estaba dividida en tres familias, la primera tenía la menor cuantía de armadura longitudinal y la mayor separación de estribos, la segunda tenía la misma cuantía de armadura longitudinal que la primera y menor separación de estribos y, la tercera familia,

tenía la menor separación de armadura transversal y la mayor cuantía de armadura longitudinal. La influencia de la cuantía de la armadura se reflejó en el modo de fallo, el cual, en el caso de la primera familia se caracterizó por el fallo a cortante del hormigón seguido del desprendimiento del refuerzo, en tanto que en la tercera familia el fallo se dio por compresión del hormigón seguido del despegue del refuerzo. Finalmente, el fallo de la segunda familia, es decir las vigas con menor cuantía longitudinal pero mayor cantidad de armadura transversal, el fallo se produjo por desprendimiento en la región entre fisuras con separación incluso del recubrimiento de hormigón.

Spadea G., et al. (2001) tras realizar una serie de ensayos con diferentes configuraciones de refuerzo, incluyendo el refuerzo tipo I y variantes del III (Figura 2-14) encontró que la curva carga-deflexión y momento-curvatura era drásticamente afectada en las vigas sin ningún tipo de anclaje respecto de la viga de control. Finalmente, concluye que un diseño adecuado de anclajes conduce a fallos más dúctiles.

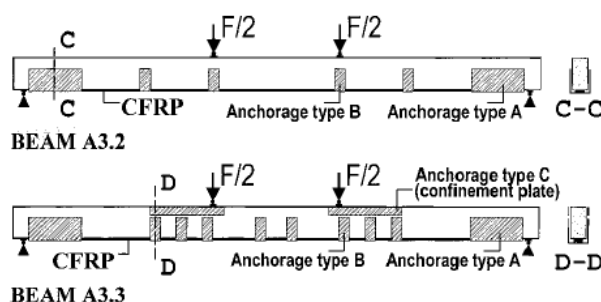


Figura 2-14 Refuerzo con tramos de envolturas en U. Fuente: Spadea G., et al. (2001)

Kim D., et al. (2002) estudiaron el efecto de la corrosión de la armadura longitudinal en el comportamiento de vigas reforzadas a flexión con materiales compuestos. El efecto de la corrosión fue simulada mediante la reducción de sección de la armadura en un pequeño tramo en el centro de vano. Encontraron que la capacidad del elemento se redujo en un 50% al pasar del 57% de pérdida de área de la armadura a un 78%. Los citados autores también estudiaron el efecto del espesor del adhesivo y concluyeron que al triplicar éste (al pasar de 2 a 6 mm) tiene un efecto despreciable en la carga de despegue del laminado.

Rabinovitch O., et al. (2003) realizaron 5 ensayos de vigas reforzadas a flexión para estudiar el efecto de los anclajes en los extremos mediante envolturas conformadas por el sistema de capa húmeda, sus resultados indican que mejora la capacidad de carga frente a las configuraciones básicas. Además, estudiaron el efecto de la cuantía de la armadura longitudinal y de la armadura transversal. Para los límites que estudiaron de la primera (1.03 y 1.4 %), no encontraron influencia en el comportamiento de la viga reforzada. En cambio, la pieza con armadura transversal reducida propició la formación de una grieta de cortante que indujo el despegue del laminado en la punta de la grieta provocando un fallo inestable y frágil.

Alagusundaramoorthy P., et al. (2003) realizaron 14 ensayos a flexión de cuatro puntos de vigas de sección 23×38 cm y 4.6 metros de luz. De estos ensayos dos eran vigas de control y las doce restantes se reforzaron con diferentes anchos y capas de refuerzo, el cual fue conformado por el método de capa húmeda. La separación entre los apoyos y el extremo del laminado eran entre 10 cm y 15 cm. Cuatro de las cinco vigas que conforman el primer grupo estaban reforzadas con laminados de 1.4 mm de espesor y anchos de 152 mm y 228 mm. El fallo de estas piezas se produjo por compresión en el hormigón seguido del desprendimiento del laminado incluyendo una porción del recubrimiento de hormigón. El desprendimiento del laminado en estas piezas tuvieron origen en la región de centro de vano y los citados autores atribuyen esta separación a la deflexión excesiva después del fallo por compresión del hormigón. La quinta pieza del primer grupo estaba reforzada con un laminado de 102 mm de ancho y 4.78 mm de espesor y, el fallo se dio por compresión del hormigón seguido del despegue del laminado a través de la interfaz FRP-Hormigón.

Con el segundo grupo de vigas, conformado por tres piezas, estudiaron el efecto del anclaje en los extremos el cual consistía, al igual que el refuerzo en la cara de tracción, en laminados conformados por el método de capa húmeda. Dos vigas tenían anclaje sólo en uno de los extremos y la otra en ambos. El fallo en las tres piezas se dio por compresión del hormigón seguido de la separación del laminado a través de la interfaz FRP-hormigón comenzado por la región de momento constante y propagándose en dirección a los soportes.

El último grupo de vigas estaba conformado por 4 piezas reforzadas con laminados del mismo ancho de 203 mm pero de distinto espesor. Dos tenían sólo

una capa de tejido FRP en tanto que las otras dos vigas tenían dos capas. El fallo de las primeras se caracterizó por la rotura del laminado y el de las segundas por la separación de éste en la región de centro de vano a través de la interfaz FRP-hormigón seguido del fallo por compresión del hormigón.

Gunes O. (2004) realizó un estudio con cuatro sets de vigas de 150×180 cm de sección y 1.5 metros luz para analizar la influencia de diferentes factores sobre el comportamiento de vigas reforzadas con materiales compuestos. En el primer set, estudió la influencia del tipo del refuerzo. Cuatro piezas fueron reforzadas con pletinas FRP, es decir, fabricadas por pultrusión y el resto con laminados conformados por el método de capa húmeda. Una viga de cada grupo del primer set se sometió a carga cíclica; sin embargo, los resultados que se mencionan enseguida se refieren únicamente a las piezas que fueron sometidas a carga monotónica.

Para el primer grupo vigas encontró que el aumento de la capacidad carga fue de sólo el 5% en el mejor de los casos respecto de la viga de control, en tanto que el análisis teórico, asumiendo que el fallo se produce por compresión del hormigón seguido de la plastificación de la armadura, daba el 34% en el peor de los casos. El hecho de que el aumento de la capacidad de carga fuese tan pequeña, el citado autor lo atribuye al fallo por separación del recubrimiento de hormigón, es decir del tipo DESR. Además, resaltan que el aumento de la cuantía de refuerzo exterior se tradujo en un detrimento del aumento de la capacidad de carga y de la ductilidad de la viga, desprendiendo el refuerzo incluso antes de la plastificación de la armadura.

El segundo grupo de vigas, es decir las que fueron reforzadas por el sistema *wet lay-up* presentaron un incremento en la capacidad de carga del 6.7% en el mejor de los casos, por lo que en este aspecto, el refuerzo tipo W no representó gran diferencia respecto del refuerzo con pletina FRP. Además, el modo fallo fue también similar, es decir de tipo DESR. No obstante, el citado autor sí señala una mejora en la ductilidad de la viga mediante la comparación de la curva carga-desplazamiento.

En el segundo set, Gunes O. (2004) estudió la influencia de la resistencia a cortante de la viga, siendo considerablemente superior la capacidad de carga a cortante frente a la de flexión. La armadura transversal fue dispuesta de forma que el incremento de la capacidad a cortante fuese gradual. Además, al igual que en el set I, también estudió la influencia del tipo de refuerzo. Para el grupo de vigas con

refuerzo tipo P encontró, en contraste con sus análogas del set I, un aumento de la capacidad de carga y el modo de fallo pasó del DESR al tipo DEI. Sin embargo, detectó que la separación del recubrimiento del hormigón tuvo lugar exactamente en el punto donde se interrumpió la armadura transversal. Por otra parte, el comportamiento de las vigas reforzadas con refuerzo tipo W se caracterizó por una mayor ductilidad como en el caso de las vigas del set I y el fallo se produjo por la rotura del refuerzo en la región de centro de vano.

En el tercer set, el citado autor estudió nuevamente la influencia de la capacidad a cortante de las vigas pero en lugar de aumentarla con armadura transversal, reforzó con materiales compuestos en la mitad y en la totalidad de la luz de cortante. El autor señala que el comportamiento fue similar en ambos casos. Además, en el caso de las vigas con refuerzo tipo P, el comportamiento fue similar a sus análogas del set II, en tanto que las vigas con refuerzo tipo W el fallo se dio por rotura del refuerzo en la punta de las fisuras de flexión-cortante inducido por el desplazamiento relativo en torno a las mismas.

Finalmente, en el último set, las vigas estaban reforzadas a flexión y los extremos estaban anclados con envolturas en forma de «U» con la misma distribución del set III, por tanto, también involucra un aumento de la capacidad a cortante de las vigas en la misma magnitud que en el set anterior. Para ambos tipos de refuerzo, el resultado general fue un aumento en la capacidad de carga. Sin embargo, a diferencia del set III, sí hubo diferencia entre las piezas con anclaje hasta la mitad de la luz de cortante y los de la totalidad, pues en las últimas la capacidad de carga fue superior ya que impidieron el desprendimiento del refuerzo.

Xiong GJ, et al. (2004) estudió dos tipos de refuerzo en seis vigas de 125×200 mm y 2.1 metros de luz. Comparó un refuerzo con fibra de carbono y otro al que llamo un refuerzo híbrido conformado por fibra de carbono y fibra de vidrio. Ambos tipos de refuerzo fueron conformados por el sistema de capa húmeda. El resultado general fue, para una carga última similar, un aumento de la ductilidad en las vigas con el refuerzo híbrido.

Lamanna A. J., et al. (2004) estudió la fijación mecánica del refuerzo en vigas mediante tornillos. En general, el resultado fue una mayor ductilidad frente a la técnica de refuerzo con el uso de adhesivos.

Maalej M., et al. (2005) estudiaron dos variables fundamentalmente, a saber, el tamaño de la viga y el espesor del refuerzo. Realizaron un total de diecisiete ensayos a flexión de cuatro puntos. Todas las vigas tenían la misma esbeltez (L/d), cuantía de armadura longitudinal, transversal y de refuerzo exterior. Las luces eran de 1.5 m, 3 m y 4.8 m. Los citados autores indican que existe un incremento de las tensiones en la interfaz FRP-hormigón en el extremo del refuerzo al aumentar el tamaño de la viga y/o el espesor del laminado. Sin embargo, señalan que el nivel de tensiones no es suficiente para modificar el modo de fallo, el cual fue de tipo DFF (despegue en la región entre fisuras).

Gao B. (2005) estudió en primera instancia el espesor del refuerzo ensayando 6 vigas, de las cuales, dos eran piezas de control. Los ensayos eran de flexión de 4 puntos, las piezas tenían 150 mm de ancho y 200 mm de altura, siendo la luz de 1.5 metros y el refuerzo de tipo W. En este primer grupo de vigas encontró que el modo de fallo para la pieza con el refuerzo más delgado se dio por rotura del mismo, el siguiente por despegue y los dos últimos por separación del recubrimiento de hormigón. Cabe mencionar que el refuerzo se extendía a todo lo ancho y largo de la viga, los espesores fueron de 0.11 mm, 0.22 mm, 0.44 mm y 0.66 mm.

En una segunda etapa, el citado autor estudió el efecto de escalonar los extremos de las capas que conforman el laminado manteniendo constante la separación entre los extremos de cada capa en 50 mm. En general, encontró un aumento de la capacidad de carga y de la deflexión de la viga en comparación con el refuerzo no escalonado. El fallo en todos los casos fue de tipo DESR.

En la tercera y última etapa, el citado autor estudió el efecto de la distancia entre los extremos de las capas, variándola de 25 mm a 100 mm. El fenómeno de mayor relevancia detectado por el autor es que para la mayor separación entre capas ya no se producía un aumento de la capacidad de carga, de hecho, en un caso se produjo un descenso de un 2% frente a la viga con refuerzo no escalonado. Otra característica de las vigas con separación entre capas de 100 mm fue la transición del modo de fallo, pasando de DESR a la separación a través de la interfaz FRP-hormigón inducida por fisuras en la luz de cortante.

Hasta aquí, en la mayoría de los ensayos encontrados en la literatura especializada se habían empleado laminados de fibra de carbono o de vidrio.

Kurihashi Y., et al. (2006) utilizaron fibra de aramida, probando diferentes cantos de viga y longitudes de laminado en ensayos a flexión de cuatro puntos. Unos los aspectos más relevantes mencionados por los citados autores (además del efecto «peeling» generado por fisuras de flexión-cortante próximas al punto de aplicación de la carga (Figura 2-15) ya detectado por otros investigadores) fue que en una longitud ΔL_e , la deformación del laminado fue mayor que el valor teórico. Esta longitud se identifica en la Figura 2-16 extraída de la citada referencia.

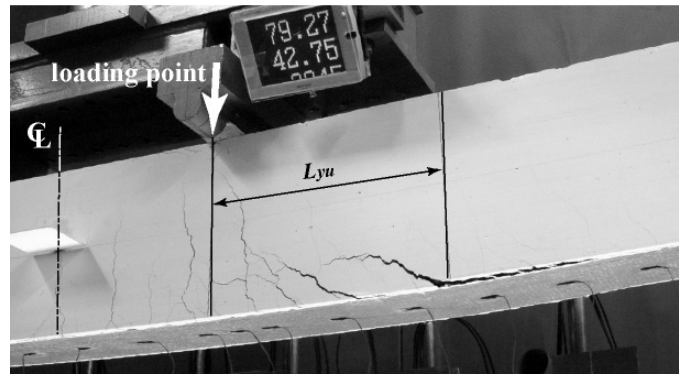


Figura 2-15 Efecto peeling generado por fisuras de flexión-cortante. Fuente: Kurihashi Y., et al. (2006)

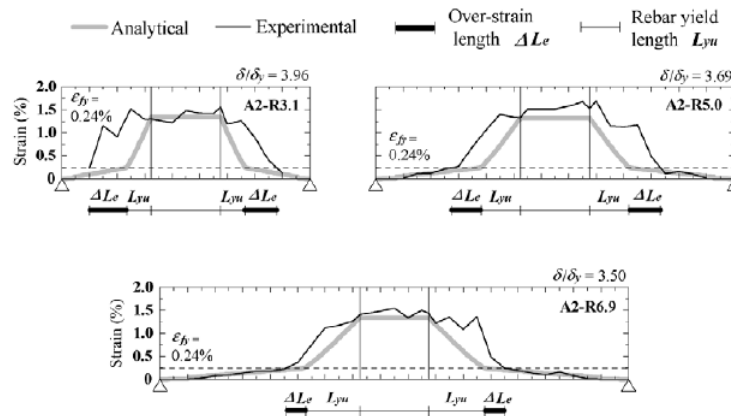


Figura 2-16 Zona del incremento de la deformación del laminado. Fuente: Kurihashi Y., et al. (2006)

Por tanto, es importante que la zona de anclaje del refuerzo sea mayor a la suma de la zona de plastificación y la longitud ΔL_e para evitar el despegue en el extremo del laminado.

Pham Huy B., et al. (2006) realizaron 18 ensayos a flexión de cuatro puntos, de los cuales, dos eran piezas de control. Las vigas tenían 140 mm de ancho, 260 mm de altura y 2.3 metros de luz. En todas las piezas se colocó una abrazadera metálica en uno de los extremos con el fin de forzar el despegue en el extremo opuesto. El tipo de refuerzo en todas las vigas fue de tipo W y la variable principal fue su espesor. Para el grupo de vigas con 6 o más capas, el fallo fue de tipo DESR (Figura 2-17 izq.), en tanto que las piezas con refuerzo de 2 capas el fallo se dio por despegue en la región de centro vano (Figura 2-17 der.).

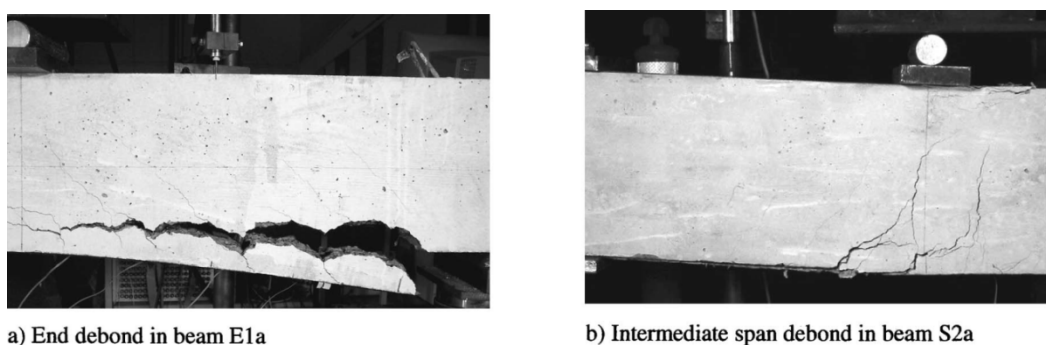


Figura 2-17 Fallo tipo DESR y DFF .Fuente: Pham Huy B., et al. (2006)

Zhang A., et al. (2006) por su parte, estudiaron la influencia del nivel de precarga sobre el comportamiento de 16 vigas reforzadas a flexión con el sistema *wet lay-up*. Las vigas tenían una sección de 120 mm de ancho, 250 mm de altura y 2 metros de luz. Las vigas se ensayaron a flexión de cuatro puntos. Las variables de estudio incluyen la cuantía de la armadura interior, el número de capas y el nivel de precarga al momento de reforzar la viga. Sus resultados indican que el nivel de precarga tiene mayor influencia en la deflexión post-fisuración o post-plastificación de la armadura que sobre la carga última, siendo mayor que en el caso de las vigas reforzadas sin carga sostenida. El modo de fallo principal fue el despegue con origen en la zona de fisuras de flexión cortante próxima a la línea de aplicación de la carga con propagación hacia el extremo del laminado y separación del recubrimiento de hormigón en la zona de momento constante. En el caso de las vigas con mayor cuantía de armadura longitudinal (1.52%) el fallo también se caracterizó por

compresión del hormigón. Finalmente, las vigas con únicamente una capa de refuerzo, el fallo incluyó la rotura del mismo en lugar del despegue.

Un estudio similar fue llevado a cabo por Wang W. W., et al. (2006) con 7 ensayos a flexión de cuatro puntos de vigas de 150 mm de ancho, 250 mm de altura y 2.7 metros de luz, siendo la cuantía de armadura de tracción de 1.43%. Además, las vigas fueron reforzadas con suficiente armadura transversal para evitar el fallo por cortante. El refuerzo fue de tipo W, siendo en todas las vigas conformado por dos capas y teniendo un ancho de 150 mm. Las variables principales fueron el nivel de solicitación al momento de reforzar y el historial de carga. En contraste con los resultados de Zhang A., et al. (2006), sí encontraron influencia del nivel de carga al momento de reforzar la viga sobre la carga última, la cual fue menor en las vigas que fueron reforzadas bajo altos niveles de carga sostenida. Por otra parte, no encontraron influencia del historial de carga para un mismo nivel de carga inicial; sin embargo, señalan que es necesario ampliar el estudio experimental para confirmar las conclusiones. Cabe mencionar que el modo de fallo principal fue la rotura del material compuesto.

Harries K., et al. (2007) realizaron una campaña experimental de dieciséis vigas ensayadas a flexión de tres puntos. Estudiaron el efecto de carga cíclica frente a carga monotónica, la cantidad de refuerzo y la rigidez del adhesivo. Las vigas tenían 152 mm de ancho, 254 mm de altura y 4.54 metros de luz. El fallo de todas las vigas sometidas a carga monotónica fue el despegue en la región entre fisuras. Además, el aumento de la cantidad de refuerzo repercutió desfavorablemente en la ductilidad de la viga. El efecto del adhesivo de menor módulo fue una mayor deformación del refuerzo al inicio del despegue. Finalmente, en las piezas sometidas a carga cíclica, el efecto fue un aumento en el rango de la tensión de la armadura interior.

Con el objeto de estudiar la influencia de la resistencia del hormigón y las propiedades del adhesivo en los modos de fallo DESR, So M., et al. (2008) realizó 12 ensayos a flexión de 4 puntos con vigas de 1.9 metros de luz, 150 mm de ancho y 230 mm de altura. Sus resultados condujeron a concluir que las propiedades del adhesivo no afectaron significativamente la carga última asociada al fallo DESR. En cambio, encontró que la resistencia a tracción del hormigón está relacionada

directamente con la carga última. Además, también encontró que la razón de rigideces entre el material compuesto y la armadura de tracción tiene una relación no lineal con la carga última, siendo una variable más precisa que la rigidez del laminado por sí sola. Por otra parte, señalan que el fallo DESR está asociado a fisuras de flexión cortante y que un aumento de la rigidez del laminado reduce la cantidad de fisuración necesaria para producir el desprendimiento del recubrimiento de hormigón. En la Figura 2-18 se muestra el fallo de una pieza de la campaña experimental del citado autor.



Figura 2-18 Fallo tipo DESR .Fuente: So M., et al. (2008)

Aram Mohammad R., et al. (2008) analizaron la influencia de la resistencia y el módulo de deformación longitudinal del refuerzo mediante 3 ensayos a flexión de 4 puntos de vigas de 2 metros luz, 250 mm de ancho y 150 mm de altura. Utilizó tres refuerzos con módulos de 305, 214 y 155 GPa, siendo la resistencia última de 1300, 2000 y 2700 MPa respectivamente. El fallo de la viga con el refuerzo de mayor módulo y menor resistencia se dio por rotura del mismo, en tanto que en las otras se caracterizó por el despegue.

Kotynia Renata, et al. (2008) llevaron a cabo una campaña experimental de ensayos a flexión de 4 puntos con 10 vigas de 4.2 metros de luz, con un ancho de 150 mm y 300 mm de altura. Emplearon diferentes configuraciones de refuerzo con el fin de estudiar cómo mitigar el despegue en la región de centro de vano. Para tal fin, dispusieron además del refuerzo a flexión con laminados prefabricados, un par de ángulos de CFRP, uno a cada lado de la viga (sección L), en diferentes secciones de la pieza a lo largo de 2.2 metros en el centro de vano. Otra configuración

consistía en una envoltura en forma de U conformado por el sistema *wet lay-up* (*wrapping*), en un caso con la orientación de las fibras perpendicular a la directriz de la viga y en otro, paralela a la misma. El fallo de las vigas sin ningún tipo envoltura fue por despegue en la región de centro de vano, presentándose una peculiaridad para el refuerzo de mayor ancho, en cuyo caso involucraba la separación del recubrimiento de hormigón en la región de centro vano, en tanto que en las vigas con refuerzo de menor ancho la separación se produjo en la interfaz FRP-hormigón (Figura 2-19). La capacidad de carga fue superior en las vigas con sistema *wrapping* y con la orientación de las fibras paralela a la directriz de la pieza, atribuida, según los citados autores, a la contribución a la resistencia a flexión.

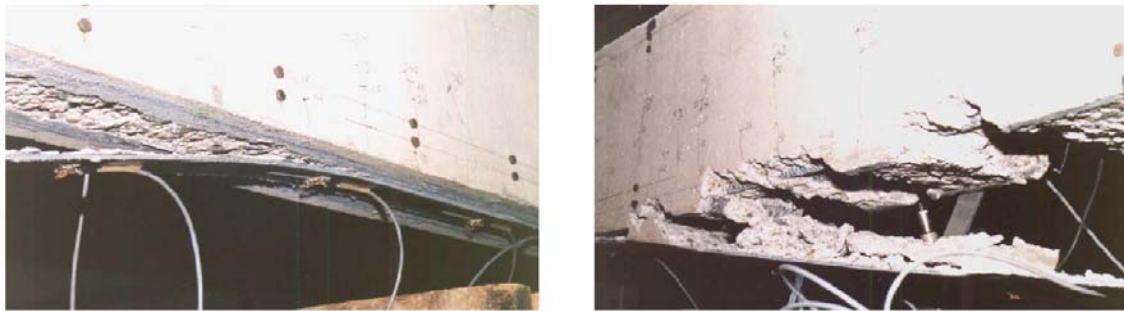


Figura 2-19 Fallo por despegue en la región entre fisuras. Fuente: Kotynia Renata, et al. (2008)

2.4.2.1 Estado límite último

En el caso de vigas, el diseño basado en el análisis seccional (equilibrio de fuerzas y compatibilidad de deformaciones) se mantiene a día de hoy debido a su sencillez y su correlación con los resultados experimentales. Cabe destacar los trabajos de (GangaRao Hota V. S., et al. (1998), Saadatmanesh H., et al. (1998)). Las guías de diseño basadas en esta teoría (ACI 440.2R-08. (2009), FIB C. (2001)) sugieren controlar el despegue limitando la deformación del refuerzo exterior. Colotti Vincenzo, et al. (2004) por su parte, propusieron pronosticar la carga última mediante el enfoque basado en la analogía de bielas y tirantes.

2.4.2.2 Despegue del refuerzo

Como se ha hecho mención antes, el despegue del refuerzo está relacionado con altas concentraciones de tensiones en la interfaz, de ahí que existan modelos, simples y complejos, para calcularlas y predecir el desprendimiento del material compuesto. En lo que sigue, se enuncian los métodos de análisis encontrados en la literatura especializada para prevenir el despegue del refuerzo.

2.4.2.2.1 Despegue en la zona de anclaje

El despegue en uno de los extremos del refuerzo es un modo fallo común en vigas con refuerzo de tipo I y II. Actualmente existen bastantes investigaciones que tratan el tema, la mayoría se centra en el cálculo de las tensiones en la interfaz y posteriormente se asocian a un criterio de fallo, por lo general el de Mohr-Coulomb.

Dentro de los análisis de las tensiones en la interfaz se tienen los que asumen que los adherentes están sujetos solamente a tensión axial y por lo tanto la interfaz está sujeta a tensión tangencial únicamente. Por otra parte están los que consideran además de los esfuerzos axiales, los esfuerzos cortantes y momentos flectores, en este último caso la interfaz experimenta tensiones tangenciales y normales. En la mayoría de los casos se asume que la tensión a través del adhesivo es constante con el objeto de simplificar las soluciones analíticas. Entre las soluciones más relevantes para el cálculo de las tensiones en la interfaz están Roberts TM, et al. (1989), Shen Hui-Shen, et al. (2001), Ye J. Q. (2001), Yang J., et al. (2005), Yang J., et al. (2005), Abdelouahed Tounsi. (2006), Stratford Tim, et al. (2006), Meziane M., et al. (2007), Tounsi A., et al. (2007), Yang J., et al. (2007), Yang Jian, et al. (2007), Yuan H., et al. (2007), Yang Jian, et al. (2008), Tounsi A., et al. (2009). El cálculo de las tensiones en la interfaz FRP-hormigón se trata con más amplitud en el Capítulo 3.

El desprendimiento del refuerzo en el extremo puede darse, como se ha mencionado antes, en la interfaz o al nivel inferior de la armadura de tracción. Este hecho ha inducido a los investigadores a plantear el problema indistinta o separadamente. Así, con relación al modo de fallo DEI se tienen las investigaciones de Ziraba Y. N., et al. (1994), Varastehpour H., et al. (1997) que, con base en el

cálculo de las tensiones en la interfaz según la solución de Roberts y empleando el criterio de fallo de Mohr-Coulomb, obtienen la expresión para el cálculo del esfuerzo cortante que produce el desprendimiento. El mismo criterio utilizó Tumialan J. G., et al. (1999) para el modo de fallo DESR.

En cuanto a lo dispuesto por las normas, la recomendación del ACI 440.2R-08. (2009) consiste en limitar el cortante en el extremo del refuerzo a un valor de $0.67V_{cd}$ para evitar el desprendimiento del recubrimiento de hormigón. Si el valor del cortante es superior se deberán colocar anclajes en forma de *jackets* de material FRP, calculando el área necesaria según una expresión proporcionada por la citada norma y derivada de los estudios de Reed C. E., et al. (2004). No obstante, el ACI 440.2R-08. (2009) sugiere una manera más sencilla de evitar el despegue del refuerzo en los extremos con o sin la separación del recubrimiento, la cual consiste en prolongar el refuerzo una longitud l_{bd} (obtenida de los estudios de Teng J. G., et al. (2003)) más allá del punto donde se alcanza el momento de fisuración de la sección de hormigón. Además, para sistemas de refuerzo multicapa, la distancia entre extremos de capas adyacentes debe ser al menos de 150 mm y la última capa debe cumplir con la restricción de la distancia l_{bd} .

La influencia de escalonar los extremos de las capas que conforman el refuerzo FRP ha sido ampliamente estudiada por Gao B. (2005), cuyos resultados demuestran que se consigue un mejor anclaje ya que la disposición escalonada ayuda a disminuir la concentración de tensiones en la interfaz.

El boletín 14 de la FIB (2001) sugiere verificar el anclaje mediante la expresión propuesta por Neubauer U., et al. (1997), la cual es una modificación de la de Holzenkämpfer P. (1994).

2.4.2.2.2 Despegue en la zona de fisuras de flexión o flexión-cortante

El despegue originado en la región entre fisuras ha tenido menos atención que el despegue en el extremo. El despegue entre fisuras tiene lugar cuando los extremos del refuerzo son capaces de soportar las tensiones, bien por prolongación del refuerzo hasta los apoyos o por anclaje (mecánico o con envoltura en forma de U).

El estudio de las tensiones llevado a cabo por algunos investigadores tiene un tratamiento similar al de la zona de anclaje; sin embargo, las soluciones son más complejas.

El tratamiento del despegue entre fisuras más simple consiste en limitar la deformación del refuerzo, tal es el caso de Teng J. G., et al. (2003) y el ACI 440.2R-08. (2009). Said Hemdan, et al. (2008), por su parte, propuso una ecuación para el cálculo del momento que produce el fallo DFF, también a partir de limitar la deformación del refuerzo y calibrada con una base de datos de ensayos experimentales.

El boletín 14 de la FIB (2001) propone tres formas de analizar el fallo DFF. La primera consiste en limitar también la deformación del refuerzo, en un rango de 0.65 a 0.85% sin tomar en cuenta ningún otro factor. Otra recomendación es limitar la tensión media de adherencia en la región delimitada por las dos fisuras; sin embargo, en una investigación realizada por Heredia D. (2007) esta limitación se muestra optimista. Aram Mohammad R., et al. (2008) también encontró esta limitación del lado de la inseguridad. La tercera, y más compleja, consiste en analizar el incremento de tracción que puede soportar una región delimitada por dos fisuras de flexión siguiendo una investigación realizada por Niedermeier R. (2000). El método consiste en determinar la distancia entre fisuras más desfavorable que, según lo expuesto en el boletín, es dos veces la longitud de transmisión. Posteriormente se determina el incremento de tensión en la zona delimitada por las dos fisuras de flexión y se compara con un incremento máximo, el cual es función de la menor tensión de la zona en estudio. Aram Mohammad R., et al. (2008) encontró que este enfoque es demasiado conservador en un estudio realizado con una base de datos de 26 vigas.

Estudios analíticos más exhaustivos, que igualmente asumen que la región delimitada por las dos fisuras de flexión experimenta un estado de corte puro en modo II (Figura 2-20), han sido llevados a cabo por Oller E. (2005), Teng J. G., et al. (2006) y Wang Jialai. (2007).

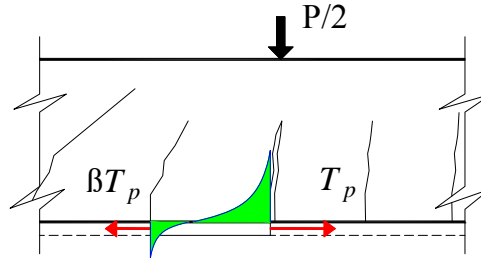


Figura 2-20 Tensiones en la zona delimitada por dos fisuras de flexión

Un aspecto importante en el estudio del despegue DFF es el estado de sollicitación previo al refuerzo (Heredia D. (2007)), principalmente por el hecho de que la plastificación de la armadura de flexión induce un aumento en la tracción sobre el refuerzo.

Cuando el despegue tiene su origen en la región entre fisuras, también puede involucrar la separación del recubrimiento del hormigón en la región de momento constante en un ensayo de cuatro puntos. Este hecho está asociado a cuantías o relaciones b_p/b altas. Este fenómeno se ha identificado en los resultados de Rahimi H., et al. (2001). En las vigas con refuerzo conformado por 6 capas, el fallo incluyó la separación del recubrimiento según puede apreciarse en la Figura 2-21 extraída de la citada referencia. Además, denota la influencia del desplazamiento relativo de los labios de la fisura.

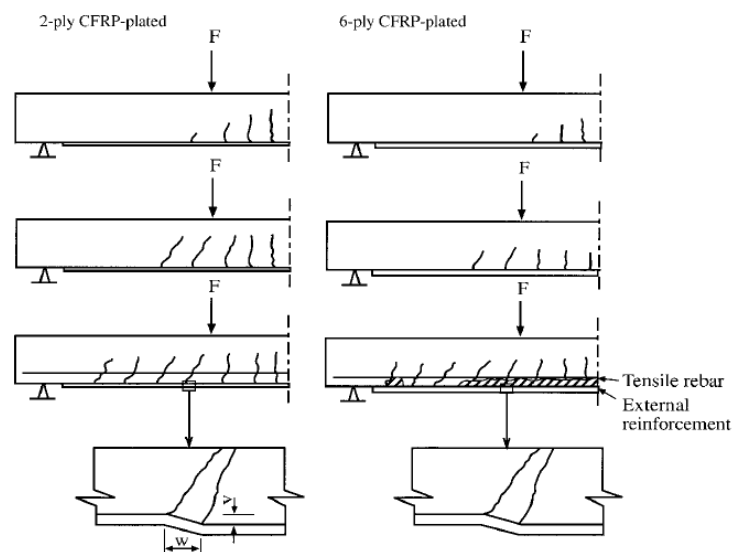


Figura 2-21 Fallo en la región entre fisuras con separación del recubrimiento de la armadura interior. Fuente: Rahimi H., et al. (2001)

Las recomendaciones del JSCE (2001) para la comprobación del despegue en la región de fisuras de flexión o flexión-cortante distinguen dos casos. El primero se refiere al caso de iniciación del despegue en la sección de máximo momento y el segundo a una rotura progresiva de la adherencia FRP-hormigón. En ambos casos, la limitación viene dada por la misma expresión, es decir,

$$\sigma_p = \Delta\sigma_p = \sqrt{\frac{2G_f E_p}{t_p}}$$

el incremento de la tensión se calcula de forma general según la citada norma para una longitud entre 150 mm y 250 mm. En la expresión anterior, G_f es la energía de fractura de la interfaz FRP-hormigón cuyo valor puede tomarse, en ausencia de ensayos, de 0.5 N/mm.

2.4.2.3 Respecto a la redistribución de momentos

Es bien sabido que el refuerzo a flexión con FRP incrementa la capacidad resistente y que afecta adversamente la ductilidad del elemento. Por esta razón, las normas de diseño de mayor relevancia a nivel mundial no permiten la redistribución de momentos. Sin embargo, si una viga continua ha sido armada con una ley de momentos redistribuida, es de esperar que esa ley de momentos cambie al reforzar el elemento estructural. Esto obliga a plantear el refuerzo del elemento cuidadosamente a fin de seguir la ley de momentos elástica. A este respecto, Silva P., et al. (2008) realizaron un estudio analítico en el que encontraron que es factible una redistribución de al menos el 7.5% cuando la ductilidad de la sección, entendida como la relación entre la curvatura en el agotamiento y la curvatura al alcanzar el límite elástico del acero, es superior a 2.

2.4.2.4 Estado límite de servicio

Los estados límite de fisuración, deformación y vibración de elementos de hormigón reforzados con materiales compuestos no han tenido tanta atención por

parte de los investigadores como el estado límite último de agotamiento. En este apartado se comentan las experiencias de la comunidad de investigadores sobre el comportamiento de elementos de hormigón bajo cargas de servicio reforzados a flexión con materiales compuestos.

2.4.2.4.1 Fisuración

Para evitar compresiones excesivas en el hormigón y la consecuente fisuración bajo cargas de servicio, el boletín 14 de la FIB (2001) y el ACI 440.2R-08. (2009) limitan la tensión en el hormigón al 45% de la resistencia característica. Análogamente, para evitar la plastificación de la armadura del elemento sin reforzar bajo cargas de servicio la limitación es del 80% del valor característico. En cuanto al material compuesto, el factor reductor de la resistencia característica a tracción está en función del tipo de fibra: vidrio, aramida o carbono. El boletín 14 de la FIB recomienda los valores de 0.3, 0.5 y 0.8 respectivamente. Estos valores están relaciones con la rotura por fluencia con base en un estudio llevado a cabo por Yamaguchi T., et al. (1998). El ACI 440.2R-08. (2009) sugiere los valores de 0.3, 0.5 y 0.9 respectivamente para evitar la rotura por fluencia. Además, la citada norma agrega un factor de seguridad de 1/0.6 para la combinación de carga de servicio más carga cíclica, resultado los factores en 0.2, 0.3 y 0.55 respectivamente.

En cuanto a la influencia del refuerzo en el ancho y separación entre fisuras existen pocos análisis, Ritchie P. A., et al. (1991) señala de forma cualitativa que el ancho y la separación se reducen. No obstante, cabe mencionar que estas vigas se reforzaron en estado original, es decir sin haber sido sometidas ningún estado de sollicitación previo. Saadatmanesh Hamid, et al. (1991) y Fanning P. J., et al. (2001) obtuvieron conclusiones similares.

2.4.2.4.2 Deformaciones.

La norma ACI sugiere tratar las deflexiones y ancho de fisuras de forma similar al caso de vigas comunes, pues considera que el efecto del refuerzo se toma en cuenta con el momento de inercia de la sección transformada. El boletín 14 de la

FIB, por su parte, enuncia como método de alta precisión la integración numérica de curvatura, teniendo en cuenta el efecto *tension-stiffening* y el análisis no lineal de la sección fisurada. No obstante, admite el método del CEB 1993 como procedimiento simplificado.

La mayoría de las investigaciones se han centrado en las deformaciones instantáneas, cuyos valores son menores que los de las vigas comunes GangaRao Hota V. S., et al. (1998). Sobre las deformaciones a largo plazo, a día de hoy, existe poca experimentación. Kim Sung-Hu, et al. (2009) realizaron un estudio experimental con vigas de hormigón sujetas a cargas de servicio durante trescientos días y estudió la aplicabilidad de diferentes métodos para calcular la deflexión a largo plazo (ACI 318 Standard, método del módulo efectivo, método del módulo efectivo ajustado, método de Branson y método de Mayer) de vigas reforzadas con materiales compuestos de fibra de carbono y fibra de vidrio. Encontraron que, debido a las propiedades mecánicas del *composite* de fibra de vidrio, las vigas reforzadas con CFRP presentaron menor deformación a largo plazo que las de GFRP. Por otra parte, indica que el método de Mayer es el más preciso y resalta que los modelos de ACI y del CEB-FIP, aunque diseñados para vigas comunes, los encuentra aplicables a vigas reforzadas con CFRP y GFRP.

2.4.2.4.3 Vibraciones.

Es bien conocido que el estado límite de vibración está condicionado por el tipo de estructura (según sea el origen de las vibraciones, bien por el movimiento de personas, de tráfico de vehículos o ferrocarril, maquinaria, etc). En cuanto a la influencia de un sistema de refuerzo con FRP en la repuesta a excitaciones dinámicas de una estructura, las investigaciones están enfocadas a estructuras de puentes de carretera y ferrocarril.

2.4.3 Refuerzo a cortante.

El refuerzo a cortante de vigas con materiales compuestos suele conformarse in situ por medio del sistema *wet lay-up* o mediante elementos fabricados por pultrusión en forma de U o L. Atendiendo a la disposición del refuerzo, el esquema

puede ser básicamente de tres tipos: envoltura completa de la sección de hormigón, envoltura en forma de U o disposición en las caras laterales (Figura 2-22).

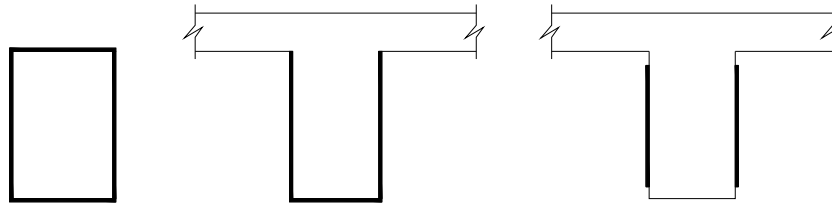


Figura 2-22 Disposición del material FRP para refuerzo a cortante

Los modos de fallo que tienen lugar en vigas reforzadas a cortante son básicamente dos: la rotura del refuerzo FRP o el desprendimiento del mismo Chen J. F., et al. (2003). El modo de fallo depende en gran parte de la disposición del refuerzo. Por ejemplo, en elementos reforzados en las caras laterales o con encamisados en forma de U el fallo suele darse por despegue del material compuesto debido a las tensiones que tienen lugar en la interfaz de ambos materiales y, de forma análoga al refuerzo a flexión, las tensiones provocan el desprendimiento de una delgada capa de hormigón Chen J. F., et al. (2003). En lo que sigue se describen los desarrollos hechos por la comunidad científica.

Chaallal O., et al. (1998) realizaron una campaña experimental empleando tiras de FRP en las caras laterales. Compararon la influencia de la disposición de las tiras (vertical o diagonal) en la respuesta de las vigas. Encontraron que las vigas con tiras diagonales respondieron mejor que aquéllas con tiras verticales en cuanto a la propagación de fisuras y capacidad a cortante. No obstante, presentaban problemas de despegue (fallo de la interfaz FRP-hormigón).

Pellegrino Carlo, et al. (2006) realizaron una campaña experimental de vigas de hormigón reforzadas con envolturas tipo U y confirmaron la presencia de una interacción entre la armadura transversal y el material compuesto (transversal) para este tipo de disposición (esta interacción había sido descrita en Pellegrino Carlo, et al. (2002)). El mismo autor indica que el cálculo de la capacidad a cortante de una sección mediante la superposición simple de la contribución del hormigón, armadura transversal y refuerzo exterior a cortante puede conducir a

sobreestimar la aportación de éste último ya que depende de la geometría y propiedades mecánicas de la armadura transversal.

Las normas de diseño ACI 440.2R-08 y FIB C. (2001) recomiendan añadir la contribución del refuerzo externo al cortante resistido por el hormigón y la armadura de corte (la norma ACI 440.2R-08 establece además un límite para el cortante resistido por la armadura y el refuerzo FRP):

$$V_d = V_{cd} + V_{sd} + \psi_p V_{pd} \quad .$$

El esfuerzo cortante resistido por el refuerzo FRP se calcula de forma análoga a la armadura interior transversal, es decir, depende de la tracción ejercida en dirección perpendicular a una grieta supuesta de cortante, de la orientación de las fibras con respecto a la dirección de dicha tracción y de la cantidad y resistencia del material compuesto. El cálculo de la resistencia del material compuesto consiste en limitar la tensión (o deformación) para prevenir el fallo y por lo tanto depende de la disposición del mismo. A esta deformación se conoce como *deformación efectiva*.

En los casos de refuerzo en caras laterales y en forma de U, la deformación límite consiste en un problema de adherencia entre el material FRP y el hormigón, ya que como se ha hecho mención antes, la experimentación ha demostrado que el fallo se da por despegue del material compuesto.

Existen otros enfoques de análisis no recogidos en la normativa para evaluar la capacidad a corte de una sección reforzada con materiales compuestos, por ejemplo mediante una analogía de bielas y tirantes y redes neuronales (Perera Velamazán R., et al. (2009), Perera R., et al. (2008).

2.4.4 Confinamiento

El confinamiento de elementos de hormigón con materiales compuestos ha sido la alternativa en las últimas dos décadas a los encamisados de acero o de hormigón. Suele realizarse por cualquiera de las siguientes técnicas:

1. Láminas prefabricadas.

2. Sistema multicapa mediante la técnica *wet lay-up*.
3. Sistema con preimpregnados (*prepregs*).

El aumento de la resistencia y/o mejora de la ductilidad son los principales efectos del confinamiento del hormigón. Sin embargo, es importante resaltar algunas consideraciones al respecto. Aunque el efecto con elementos de acero, es en esencia el mismo, la interacción entre la expansión del hormigón y el dispositivo de confinamiento no lo es, debido básicamente a que el comportamiento de los materiales compuestos es elástico-lineal hasta la rotura. Esto significa que la presión aumenta continuamente en tanto que con elementos de acero el aumento de presión cesa una vez consumada la etapa elástica (Spoelstra Marijn R., et al. (1999), De Lorenzis Laura, et al. (2003)).

Desde las primeras investigaciones se encontró que el confinamiento con materiales compuestos es más efectivo en pilares circulares que en pilares cuadrados o rectangulares (Mirmiran Amir, et al. (1998)).

Mirmiran Amir, et al. (1998) además de comparar la forma de la sección, encontró que la respuesta mejora considerablemente con el uso de «conectores de cortante» que consisten en tiras transversales y longitudinales dentro del tubo de FRP, ya que ayuda a distribuir de forma más eficiente la presión de confinamiento. Sin embargo, el procedimiento no consiste en un refuerzo como tal, pues el tubo fue utilizado como encofrado (Figura 2-23).

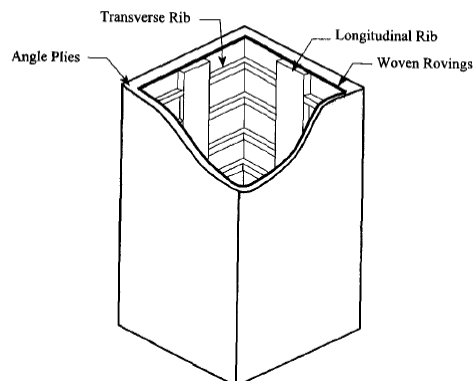


Figura 2-23 Tubo de FRP con conectores de cortante. Fuente: Mirmiran Amir, et al. (1998)

En la literatura técnica existen diversos modelos para evaluar la resistencia y para la caracterización del comportamiento del hormigón confinado con materiales

compuestos, entre los que destacan Spoelstra Marijn R., et al. (1999), Xiao Y., et al. (2000), Fam A. Z., et al. (2001), Shehata I., et al. (2002), Lam L., et al. (2003). Lam L., et al. (2002) realizó una comparación de varios de ellos usando una extensa base datos. Encontró que existe poca influencia de la resistencia del hormigón no confinado, f'_{co} , del diámetro de la probeta, de la relación longitud-diámetro y del tipo de fibra. Sin embargo, sí encontró gran dispersión en la efectividad del confinamiento $((f'_{cc} - f'_{co}) / p_c)$. De igual manera, De Lorenzis Laura, et al. (2003) presenta un estudio comparativo de modelos en el que resalta la importancia de un fenómeno que ha sido identificado en la mayoría de las campañas experimentales, el cual consiste en la rotura prematura del material compuesto en sistemas multicapa (la deformación de rotura es menor que la de tracción uniaxial).

Para elementos sujetos únicamente a compresión axial, la norma ACI adopta la fórmula del análisis tradicional pero con la resistencia del hormigón confinado tomando en cuenta la influencia del material compuesto.

2.4.5 Refuerzo a torsión

Dado que no es frecuente que una viga requiera reforzarse a torsión, el tema ha sido menos abordado por los investigadores. El esquema de refuerzo se asemeja al de cortante, pero en lugar de concentrarse en determinadas zonas, se coloca a lo largo del elemento, bien de forma continua o por tramos.

Chalioris Constantin E. (2008) realizó ensayos a torsión pura con vigas en T y rectangulares sin armadura transversal y con refuerzo exterior con materiales compuestos conformados por el sistema *wet lay-up*. Encontró que el refuerzo continuo a lo largo de la pieza era más efectivo que el refuerzo por tramos aunque se tratase de la misma cantidad de material compuesto. En el primer caso, la envoltura de material compuesto actuó como inhibidor de la fisuración y el fallo se produjo por rotura del refuerzo. En cambio, en el segundo caso el fallo se produjo por grieta diagonal en al menos uno de los segmentos de la viga sin envoltura de material compuesto (Figura 2-24). En el caso de las vigas T, el referido autor señala que el fallo se produjo por despegue prematuro del refuerzo.

Por otra parte, Deifalla A., et al. (2010) realizaron 6 ensayos de vigas T (2 de control) probando los esquemas de refuerzo de envoltura completa, en forma de U común y en U extendida (según ha nombrado el propio autor) por el sistema *wet lay-up*. Este último consiste en prolongar el refuerzo por la parte inferior de las alas. En todos los casos dispuso anclajes mecánicos, siendo para el caso del refuerzo en U, de forma horizontal a través del ancho del alma y en el resto, de forma vertical a través de las alas. El citado autor también encuentra más eficiente el esquema de envoltura completa. Además, el sistema de anclaje que dispuso en las vigas con refuerzo U evitó el desprendimiento prematuro descrito por Chalioris Constantin E. (2008).

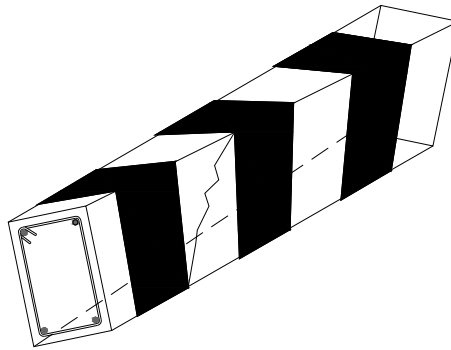


Figura 2-24 Refuerzo a torsión

Los autores que han desarrollado campañas experimentales también presentan métodos de análisis. No obstante, éstos están ceñidos a observaciones y resultados obtenidos de su propia experimentación.

2.4.6 Refuerzo de forjados

El refuerzo consiste en pegar tiras de FRP prefabricadas o en la conformación de laminados in situ por el sistema *wet lay-up* en una o dos direcciones según el tipo de forjado.

Se han encontrado en la literatura diversas campañas experimentales de forjados unidireccionales (Seim Werner, et al. (2001)) y bidireccionales (Mosallam

Ayman S., et al. (2003)). Los modos de fallo que señalan son similares a los que se producen en el refuerzo de vigas a flexión (despegue del extremo, despegue entre fisuras y rotura del refuerzo). Si bien la capacidad de carga aumenta considerablemente, es importante mencionar que algunos investigadores señalan que el elemento pierde capacidad de aviso, es decir el fallo se produce de forma repentina y frágil, tal es el caso de Seim Werner, et al. (2001).

Niu Hedong, et al. (2006) realizó una campaña experimental de trece losas unidireccionales probando diferentes configuraciones de refuerzo. El citado autor hace énfasis al modo de fallo, el cual puede variar del despegue para refuerzos tipo P a rotura del laminado para tipo W. Sin embargo, aunque en el segundo caso se aprovecha mejor las propiedades del material compuesto, el fallo es más catastrófico que en los casos con refuerzo tipo P. Por todo ello, la elección del sistema de refuerzo debe también estar encaminada teniendo presente el modo de fallo (Niu Hedong, et al. (2006)).

En cuanto al análisis en estado límite último, se pueden encontrar recomendaciones que sugieren el análisis seccional común considerando un ancho unitario de forjado, por ejemplo la fib Bulletin 35. (2006) p. 107.

2.4.7 Otros refuerzos

Los materiales compuestos se han utilizado con éxito para reforzar otros elementos estructurales, mas no se detallan por no formar parte del marco teórico de la presente investigación. Sin embargo, a continuación se presenta un revista de otras aplicaciones que han tenido los FRP's en el ámbito de la ingeniería civil.

- Refuerzo a punzonamiento. Binici Baris, et al. (2003) desarrolló una técnica que consiste en la conformación de anillos (con el sistema *wet lay-up*) que atraviesan el canto del forjado a través de perforaciones realizadas previamente. Encontró que con una cantidad suficiente de material y con una determinada configuración, la superficie de fallo se podía trasladar fuera de la zona de refuerzo.

- Uniones viga-pilar. Son particularmente importantes en estructuras ubicadas en zonas sísmicas, bien porque se trata de estructuras antiguas o porque han sido diseñadas con una norma que pasó a ser obsoleta debido, por ejemplo, a la ocurrencia de un sismo de mayor magnitud a la estipulada hasta entonces.
- Muros de fábrica. Al igual que el refuerzo en las uniones viga-pilar, son importantes en estructuras que requieren ser rehabilitadas para mejorar su comportamiento ante acciones horizontales.

2.5 Interfaz FRP-Hormigón

2.5.1 Introducción

El comportamiento de la interfaz FRP-hormigón cobra especial importancia en la respuesta de elementos estructurales de hormigón reforzados con materiales compuestos, ya sea interna o externamente. En el caso de los refuerzos externos en particular, de acuerdo con los modos de fallo detectados por la comunidad de investigadores, el despegue del material del material FRP del sustrato de hormigón es un aspecto fundamental que muchas veces condiciona la capacidad del elemento estructural, primordialmente en los refuerzos a flexión y a cortante.

Por ello, la comunidad científica ha desarrollado métodos de ensayo para medir la adherencia entre los materiales compuestos y el hormigón. Asimismo, existen modelos para pronosticar su resistencia. En este contexto, el cálculo de las tensiones en la interfaz ha sido un tema de constante estudio, ya sea en estado de corte puro o en la interfaz laminado-sustrato en una viga sometida a cargas transversales y, por tanto, tienen lugar también tensiones normales además de las tensiones tangenciales.

A continuación se presentan el estado del conocimiento del comportamiento de la interfaz FRP-hormigón. En primer lugar se enuncian los métodos de ensayo para medir la adherencia, posteriormente se presentan los modelos de adherencia y la influencia que, en general, tienen las diferentes variables que intervienen en los

misimos. Finalmente, se presenta el estado del conocimiento del cálculo de las tensiones en la interfaz.

2.5.2 Ensayos de adherencia

La necesidad de medir la adherencia experimentalmente de materiales FRP pegados sobre hormigón ha dado lugar a desarrollar diversos métodos por la comunidad de investigadores. Aunque existen diversas clasificaciones, en la presente tesis se ha considerado conveniente adoptar la más general de todas, la que clasifica en función del estado tensional de la interfaz, a saber, Modo I (tensiones normales), Modo II (tensiones tangenciales) y Modo mixto (tensiones normales y tangenciales). Los modelos teóricos sobre carga última, longitud efectiva de adherencia y relación tensión-deslizamiento propuestos por los investigadores como resultado de las investigaciones de los ensayos de adherencia, se detallan en los apartados siguientes.

2.5.2.1 Ensayos en Modo I

El ensayo común de este tipo es el denominado «pull-off», es el único ensayo de adherencia FRP-Hormigón que está normalizado, la norma ASTM D7522 y la ACI L.1 proporcionan especificaciones detalladas. Asimismo, la Sociedad Japonesa de Ingenieros Civiles (JSCE-E545-2000) recoge detalladamente el procedimiento para este tipo de ensayo.

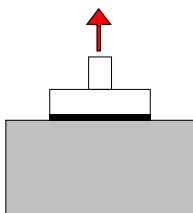


Figura 2-25 Ensayo de tracción directa (Modo I).

2.5.2.2 Ensayos en Modo II

Los ensayos de adherencia en los que la interfaz está sujeta principalmente a tensiones tangenciales es el más estudiado por la comunidad de investigadores. Existen diversas variantes en cuanto a la aplicación de las cargas. Sin embargo, en forma generalizada puede clasificarse en ensayos de corte simple y corte doble.

La gran cantidad de ensayos existentes en la literatura especializada ha permitido a los investigadores evaluar los modelos teóricos de carga última y relación tensión-deslizamiento. A este respecto están los trabajos de Chen J. F., et al. (2001) que incorpora en su base datos, además de ensayos de corte simple, ensayos de corte doble sumando un total de 55 con refuerzo CFRP, GFRP y pletinas metálicas Lu X. Z., et al. (2005) con 253 y Toutanji Houssam, et al. (2007) con una base datos de 351 ensayos. En la Figura 2-26 se muestran esquemáticamente los ensayos de corte simple y corte doble.

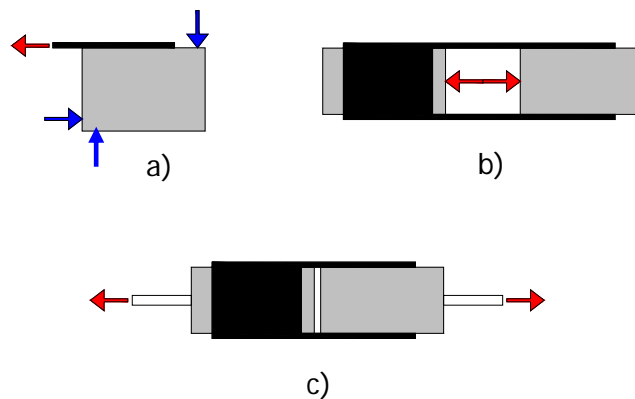


Figura 2-26 Ensayos de corte simple (a) y doble (b), (c).

2.5.2.2.1 Corte simple

El método ilustrado en la Figura 2-26 a), denominado ensayo de corte simple (también se identifica por su denominación inglesa *single shear pulling test*), consiste en aplicar una fuerza de tracción al laminado FRP. Este modelo de ensayo es el más recurrido para medir la adherencia por la comunidad de investigadores, entre los trabajos más destacados se pueden mencionar los de Taljsten B. (1996), Chajes M. J., et al. (1996), Bizindavyi L., et al. (1999), Xu F. Q., et al. (2001) Xiao

J. Z., et al. (2004), Sharma S. K., et al. (2006), Yao J., et al. (2005), Ferracuti B., et al. (2007), Toutanji Houssam, et al. (2007) y Mazzotti C., et al. (2009).

2.5.2.2.2 Corte doble

El ensayo ilustrado en la Figura 2-26 b) y c) es análogo al de corte simple con la diferencia que se ejerce tracción en dos laminados adheridos en caras opuestas del bloque de hormigón. Este ensayo ha sido menos utilizado dado que es más complejo que el anterior. En este método de ensayo destacan los trabajos de Khalifa Ahmed, et al. (1998) Nakaba K., et al. (2001), De Lorenzis L., et al. (2001), Xiao J. Z., et al. (2004), Foster S. J., et al. (2005) Leung Christopher K. Y., et al. (2006), Cao S. Y., et al. (2007) y Toutanji Houssam, et al. (2007). Cabe mencionar que la Sociedad Japonesa de Ingenieros Civiles recoge recomendaciones para este tipo de ensayos (JSCE-E543-2000).

Dentro de los trabajos más recientes, Foster S. J., et al. (2005) propusieron un ensayo de corte doble a fin de estudiar la ley tensión-deslizamiento. Ensayaron dos probetas utilizando la misma configuración de CFRP. Las resistencias de hormigón fueron de 37 MPa y 53 MPa. En sus resultados no recogen la carga última pero sí las tensiones máximas de adherencia, de valores 4.68 y 4.81 MPa respectivamente, obtenidas a partir de un planteamiento analítico que consiste en representar la deformación del refuerzo mediante un polinomio de cuarto grado. En el desarrollo analítico interviene la longitud efectiva de adherencia como incógnita la cual se resuelve buscando «por tanteo» el valor que mejor se ajuste a la distribución de la deformación del refuerzo medida en el ensayo experimental.

En la serie de ensayos llevada a cabo por Cao S. Y., et al. (2007), aunque clasificado dentro de los ensayos de corte doble, la configuración del ensayo fue de tal forma que se aseguró el fallo sólo en una cara. En total ensayaron 33 probetas divididas en 11 grupos, 6 de ellos reforzados con pletinas prefabricadas de CFRP y 5 con laminados de CFRP hechos mediante el sistema *wet lay-up*. Además del tipo de refuerzo, la longitud de adherencia y la resistencia del hormigón en un rango de 23.2MPa a 68.8 MPa constituyeron el grupo de variables a evaluar. De los 33 ensayos, 32 fallaron por despegue; en 30 de ellos, el refuerzo tenía una delgada capa

de hormigón, y los otros dos fallaron en la interfaz adhesivo-hormigón. Sólo una probeta falló por rotura del refuerzo. El propósito del estudio era obtener la relación tensión-deslizamiento mediante la técnica ESPI (*electronic speckle pattern interferometry* y en castellano «interferometría electrónica de patrones de moteado») la cual consiste en medir el desplazamiento mediante iluminación láser y sistemas optoelectrónicos de captura. A partir de sus resultados experimentales los autores mencionan que dicha relación tiene una rama ascendente no lineal y una descendente aproximadamente lineal, a la primera la describen mediante una función logarítmica o parabólica. Además concluyen que la resistencia tiene una clara influencia en la tensión máxima de adherencia pero menor en el deslizamiento correspondiente. Por otra parte, la rigidez del material compuesto, indican los autores, tiene poca influencia en la relación tensión-deslizamiento.

2.5.2.3 Ensayos en Modo mixto

Los ensayos que inducen tensiones normales y tangenciales a la interfaz son de más reciente estudio y consisten en ensayos tipo viga o en configuraciones especiales.

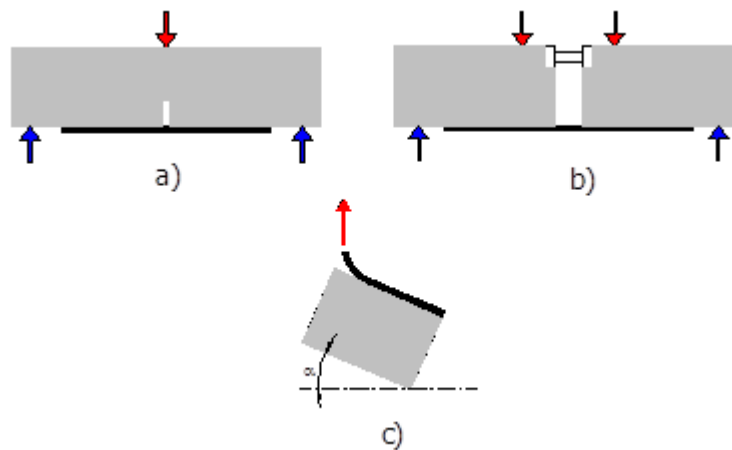


Figura 2-27 Ensayos en modo mixto

La caracterización de la adherencia FRP-hormigón con vigas entalladas (Figura 2-27a) ha sido estudiada por Katz Amnon. (2007). Wan B. L., et al. (2004),

estudió el modo mixto mediante un ensayo en el que la fuerza aplicada al laminado es vertical y el bloque de hormigón estaba sujeto a una superficie con ángulo de inclinación ajustable, de esta manera pudo obtener diferentes niveles de influencia entre los modos I y II (Figura 2-27 c)).

Similar al ensayo *beam-test* utilizado para medir la adherencia de barras de acero (Figura 2-27 b), el modelo ha sido empleado escasamente por la comunidad de investigadores para calificar la adherencia FRP-Hormigón (Horiguchi & Saeki (1997); Perera R., et al. (2004)). Una configuración similar fue utilizada por Silva Manuel A. G., et al. (2008) para estudiar la degradación de la unión ante diferentes ambientes agresivos.

En algunos casos, para forzar el despegue en un determinado extremo, se coloca un refuerzo en forma de «U» en el extremo opuesto, generalmente conformado por tejidos o *prepregs*.

Se han encontrado variantes del ensayo *beam-test*, uno peculiar es el utilizado por Guo Z. G., et al. (2005), en el que la pieza de hormigón no tenía armado y tenía una longitud de 0.5 m y sección de 15×15 cm. Las variables que estudiaron fueron la resistencia del hormigón (30.25, 34.56 y 43.19 MPa) y la longitud adherida (de 80mm a 200mm) de material compuesto GFRP. El objetivo era estudiar y proponer una expresión para la relación tensión-deslizamiento. En sus resultados no recoge la carga última ni la tensión media de adherencia, pero sí la tensión máxima, la cual aumenta al aumentar la resistencia del hormigón, pero no notaron influencia de la longitud adherida.

2.5.2.4 Efecto de la configuración geométrica

La variable principal relacionada con la configuración geométrica, y que según los investigadores tiene una marcada influencia en el comportamiento de la interfaz FRP-hormigón, es la relación del ancho del refuerzo con el ancho del bloque de hormigón b_p/b_c . La carga última disminuye al aumentar dicha relación (Chen J. F., et al. (2001); Yao J., et al. (2005)). Otro factor es la altura libre del bloque de hormigón h_c en la cara próxima al extremo traccionado en ensayos de corte simple. Yao J., et al. (2005) utilizó dos alturas libres en un principio (5 mm y 120 mm) y

sus resultados detectan un aumento de aproximadamente el 10% para la altura libre mayor. Posteriormente realizó más ensayos cubriendo valores intermedios; sin embargo, no obtiene conclusiones definitivas debido a la gran dispersión de sus resultados, por lo que la influencia de la altura libre en la carga última aún no está clara (Yao J., et al. (2005)), pero sí encontró una influencia en la distribución de las tensiones (Yao J., et al. (2005)).

2.5.2.5 Efecto de la longitud adherida

Aunque la longitud adherida puede catalogarse como parte de la configuración geométrica del ensayo, se ha considerado pertinente estudiarla por separado. El aspecto principal es la existencia de una *longitud efectiva de adherencia*, la cual está asociada a la carga máxima. Longitudes superiores a la longitud efectiva de adherencia no supondrán aumento en la carga última (Chen J. F., et al. (2001), Xu F. Q., et al. (2001), Yao J., et al. (2005)).

2.5.2.6 Efecto de la preparación de la superficie.

La influencia de la preparación de la superficie del sustrato de hormigón es un tema que ha sido resaltado por los investigadores constantemente. Toutanji H., et al. (2001) estudiaron la influencia de dos tipos de preparación en un ensayo de corte doble del tipo c) (sin anclaje), a saber, tratamiento con agua a presión y chorro de arena. Encontraron que la preparación con agua, que se traduce en una superficie más rugosa, daba como resultado mayor resistencia de adherencia hasta en un 50%. Por otra parte, Katz Amnon. (2007) analizó la influencia de superficies deterioradas en vigas entalladas en la adherencia con materiales CFRP y GFRP y con anclaje en forma de «U» en un extremo. Las vigas con superficie deteriorada consistían en bloques conformados por tres capas de hormigón, la última capa, la que recibe el refuerzo, tenía una resistencia de 13.8 MPa. En general, encontró que la capacidad a flexión de las vigas no se ve afectada significativamente por la capa de hormigón de baja resistencia. La diferencia se daba en la deflexión total, que fue mayor en las vigas de superficie deteriorada, y en el modo de fallo, que en el caso de las vigas formadas por capas, el fallo se produjo en la capa de baja resistencia en tanto que

en las vigas homogéneas el fallo se manifestó en la interfaz adhesivo-hormigón. Yalim B., et al. (2008) estudió la influencia de la rugosidad de la superficie con 26 vigas en T reforzadas con laminados FRP conformados por el sistema *wet lay-up* o *prepregs* y 10 ensayos de corte doble, incluyendo en ambos tipos de ensayo diferentes configuraciones de anclaje (bandas y envoltura en forma de «U»). A partir de los resultados concluye que el nivel de rugosidad de la superficie de hormigón no tiene influencia en el comportamiento global ni en el modo de fallo (despegue o rotura del refuerzo) independientemente de la configuración de anclaje.

2.5.2.7 Efecto del tipo de adhesivo

Los tipos de adhesivos comúnmente utilizados en el refuerzo de estructuras de hormigón con materiales compuestos son epoxi y viniléster. Gao Bo, et al. (2003), mediante ensayos de doble voladizo asimétrico, estudió el efecto del caucho como aditivo del adhesivo en proporciones de 10% y 20% en el comportamiento de la interfaz FRP-Hormigón. Encontró un aumento en la tenacidad de fractura entre 2.2% y 9% para el adhesivo epoxi, respectivamente, y 28% y 53% para el adhesivo viniléster. Los investigadores atribuyen este fenómeno al hecho de que el caucho induce una mejor penetración del adhesivo en el hormigón de 20% a 25% mayor en comparación con los adhesivos sin adición.

2.5.2.8 Efecto de la composición del hormigón

La influencia de la composición del hormigón es quizás el tema menos estudiado en lo que a adherencia FRP-Hormigón se refiere como refuerzo externo. Pan J., et al. (2007), mediante ensayos de corte simple, estudió la adherencia con 10 composiciones diferentes de hormigón. Encontró que la resistencia de adherencia aumentaba con el contenido de árido grueso exhibiendo una buena correlación. Yin J., et al. (2003) estudiaron el comportamiento de vigas de hormigón reforzado con fibras de metal en diferentes proporciones, encontrando que la carga que originaba la fisuración no cambiaba, pero la carga a la que se producía el despegue del refuerzo y la carga última crecían al aumentar el contenido de fibras. Además, para un contenido del 1%, el modo de fallo se daba por rotura del refuerzo en lugar del

despegue. Es importante destacar que el refuerzo se extendía prácticamente hasta los apoyos (tenían una separación de 2.5 cm) y el despegue era inducido por una grieta diagonal, la cual no tuvo lugar en la viga de hormigón con el contenido más alto de fibras (1%). El contenido de fibras también se reflejaba en una fisuración más distribuida. El cambio en el modo de fallo también es indicado por Li L. J., et al. (2008), quienes utilizaron además de fibras metálicas, fibras de polipropileno. La carga de inicio de la fisuración fue mayor en las vigas con fibras de polipropileno hasta en un 50%. Li L. J., et al. (2008) utilizó como refuerzo laminados de una capa, de fibra de vidrio y fibra de carbono, y laminado mixto de dos capas.

2.5.2.9 Influencia del método de ensayo

Las tensiones en la interfaz FRP-Hormigón están influenciadas por el método de ensayo. Un estudio llevado a cabo por Chen, J.F. et al. (2001) que consistió en modelos de elementos finitos de ensayos de corte doble, corte simple y *beam-test* modificado, muestra que la resistencia de adherencia conseguida por el método *beam-test* es superior a la de los ensayos de corte simple y corte doble. Además, existe una leve diferencia entre los dos últimos. Sin embargo, el estudio adolece de soporte experimental. A este respecto, Horiguchi & Saeki (1997), mediante una campaña experimental de ensayos de tracción directa (modo I), corte doble (modo II) y *beam-test* (modo mixto) encontró que los últimos ofrecían resultados intermedios entre los dos anteriores, siendo el de tracción directa el que daba mayor resistencia de adherencia.

2.5.3 Relación tensión-deslizamiento

En las juntas que carecen de un elemento adhesivo como tal, o cuando el espesor del adhesivo es tan pequeño y variable que no resulta adecuado modelizarlo como elemento independiente, lo que se caracteriza es la interfaz definiendo su capacidad para adoptar tensiones en función del desplazamiento relativo de los adherentes, es decir, del deslizamiento. En el caso de las tensiones en la interfaz FRP-Hormigón, existen numerosos modelos propuestos por la comunidad de investigadores, entre los que destacan los de Neubauer U., et al. (1999), Nakaba K.,

et al. (2001), Monti G., et al. (2003), Savoia M., et al. (2003), Dai J. G., et al. (2003), Dai Jianguo, et al. (2005), Lu X. Z., et al. (2005), Guo Z. G., et al. (2005), Mohamed Ali M. S., et al. (2008), de los cuales, los más comunes son el logarítmico, hiperbólico y bilineal. Todos los modelos se caracterizan por una rama ascendente hasta alcanzar la tensión máxima asociada a un deslizamiento δ_0 , seguida de un «ablandamiento» (atribuido a la microfisuración del hormigón) hasta que la tensión es nula para un deslizamiento δ_u . La Tabla 2-6 muestra las expresiones de la función tensión-deslizamiento de varios investigadores y la Tabla 2-7 muestra las expresiones de las variables y parámetros de cada modelo.

La gran mayoría de los modelos consideran como parámetros la resistencia a compresión del hormigón, la rigidez axial del material FRP, la longitud de adherencia y la geometría de los adherentes. Asimismo, los ensayos cubren un amplio rango de dichos parámetros. Las propiedades mecánicas del adhesivo se encuentran en menor medida en los citados modelos.

Tabla 2-6 Modelos tensión-deslizamiento.

| Modelo tensión deslizamiento | Rama ascendente | Rama descendente |
|---|---|--|
| Neubauer U., et al. (1999) | $\tau_{\max} \frac{\delta}{\delta_0}$ | 0 |
| Nakaba K., et al. (2001) | $\tau_{\max} \left(\frac{\delta}{\delta_0} \right) \left(3 / \left(2 + \frac{\delta}{\delta_0} \right)^3 \right)$ | |
| Monti G., et al. (2003) | $\tau_{\max} \frac{\delta}{\delta_0}$ | $\tau_{\max} \frac{\delta_u - \delta}{\delta_u - \delta_0}$ |
| Savoia M., et al. (2003) | $\tau_{\max} \left(\frac{\delta}{\delta_0} \right) \left(2.86 / \left(1.86 + \frac{\delta}{\delta_0} \right)^{2.86} \right)$ | |
| Dai J. G., et al. (2003) | $\tau_{\max} \left(\frac{\delta}{\delta_0} \right)^{0.575}$ | $\tau_{\max} e^{-\beta(\delta - \delta_0)}$ |
| Lu X. Z., et al. (2005) (preciso) | $\tau_{\max} \left(\sqrt{\frac{\delta}{\delta_0 A}} + B^2 - B \right)$ | $\tau_{\max} e^{-\alpha \left(\frac{\delta}{\delta_0} - 1 \right)}$ |
| Lu X. Z., et al. (2005) (simplificado) | $\tau_{\max} \sqrt{\frac{\delta}{\delta_0}}$ | $\tau_{\max} e^{-\alpha \left(\frac{\delta}{\delta_0} - 1 \right)}$ |
| Lu X. Z., et al. (2005) (bilineal) | $\tau_{\max} \frac{\delta}{\delta_0}$ | $\tau_{\max} \frac{\delta_u - \delta}{\delta_u - \delta_0}$ |

| Modelo tensión deslizamiento | Rama ascendente | Rama descendente |
|----------------------------------|---------------------------------------|---|
| Mohamed Ali M. S., et al. (2008) | $\tau_{\max} \frac{\delta}{\delta_0}$ | $\tau_{\max} \frac{\delta_u - \delta}{\delta_u - \delta_0}$ |

Tabla 2-7 Parámetros de los modelos tensión deslizamiento.

| Modelo tensión deslizamiento | Parámetros del modelo |
|-----------------------------------|--|
| Neubauer U., et al. (1999) | $\tau_{\max} = 1.8\beta_w f_{ctm}$; $\delta_0 = 0.202\beta_w$; $\beta_w = \sqrt{1.125 \frac{2 - b_p/b}{1 + b_p/400}}$ |
| Nakaba K., et al. (2001) | $\tau_{\max} = 3.5f_{cm}^{0.19}$; $\delta_0 = 0.065$ |
| Monti G., et al. (2003) | $\tau_{\max} = 1.8\beta_w f_{ctm}$; $\delta_0 = 2.5\tau_{\max} \left(\frac{t_a}{E_a} + \frac{50}{E_c} \right)$; $\delta_u = 0.33\beta_w$; $\beta_w = \sqrt{\frac{1.5(2 - b_p/b)}{1 + b_p/100}}$ |
| Savoia M., et al. (2003) | $\tau_{\max} = 3.5f_{cm}^{0.19}$; $\delta_0 = 0.051$ |
| Dai J. G., et al. (2003) | $\tau_{\max} = \frac{1.575\alpha K_a + \sqrt{2.481\alpha^2 K_a^2 + 6.3\alpha\beta^2 K_a G_f}}{2\beta}$; $\delta_0 = \tau_{\max}/(\alpha K_a)$; $\alpha = 0.028(E_p t_p/1000)^{0.254}$; $\beta = 0.0035K_a(E_p t_p/1000)^{0.34}$; $G_f = 7.554K_a^{-0.449}(f_{cm})^{0.343}$; $K_a = G_a/t_a$ |
| Lu X. Z., et al. (2005) (preciso) | $A = (\delta_0 - \delta_e)/\delta_0$; $B = \delta_e/[2(\delta_0 - \delta_e)]$; $\delta_e = \tau_{\max}/K_0$; $K_0 = K_a K_c/(K_a + K_c)$; $\tau_{\max} = \alpha_1 \beta_w f_{ctm}$; $\delta_0 = \alpha_2 \beta_w f_{ctm} + \delta_e$; $\beta_w = \sqrt{\frac{2.25 - b_p/b}{1.25 + b_p/b}}$; $\alpha_1 = 1.5$; $\alpha_2 = 0.0195$; $\alpha_3 = 0.308$; $\alpha = \tau_{\max} \delta_0/(G_f - G_f^a)$; $G_f = \alpha_3 \beta_w^2 \sqrt{f_{ctm}} f(K_a)$; $K_c = G_c/t_c$ $G_f^a = \int_0^{\delta_0} \tau d\delta = \tau_{\max} \delta_0 \left[\frac{2A}{3} \left(\frac{1 + B^2 A}{A} \right)^{3/2} - B - \frac{2}{3} B^3 A \right]$ |

| Modelo tensión deslizamiento | Parámetros del modelo |
|---|--|
| Lu X. Z., et al. (2005) (simplificado) | $\delta_0 = 0.0195\beta_w f_{ctm} \quad ; \quad G_f = 0.308\beta_w^2 \sqrt{f_{ctm}} \quad ; \quad \alpha = \frac{1}{\frac{G_f}{\tau_{\max}\delta_0} - \frac{2}{3}}$ $\tau_{\max} = \alpha_1 \beta_w f_{ctm} \quad ; \quad \beta_w = \sqrt{\frac{2.25 - b_p/b}{1.25 + b_p/b}} \quad ; \quad \alpha_1 = 1.5$ |
| Lu X. Z., et al. (2005) (bilineal) | $\delta_u = 2G_f / \tau_{\max} \quad ; \quad \tau_{\max} = \alpha_1 \beta_w f_{ctm} \quad ; \quad \delta_0 = 0.0195\beta_w f_{ctm}$ $G_f = 0.308\beta_w^2 \sqrt{f_{ctm}}$ |
| Mohamed Ali M. S., et al. (2008) | $\tau_{\max} = 0.54\sqrt{f_{cm}}b_p^{0.4}t_p^{0.3} \quad ; \quad \delta_u = 0.78\left(\frac{f_{cm}^{0.27}}{t_g^{0.3}}\right) \quad ; \quad \delta_0 = 0.2 \text{ mm}$ |

2.5.4 Resistencia y longitud efectiva de adherencia

Existen en la literatura especializada modelos para el cálculo de la resistencia de adherencia y longitud efectiva «máxima» para la interfaz en modo II. Estos modelos fueron calibrados con resultados de ensayos comúnmente de corte simple o corte doble. La siguiente tabla muestra las expresiones de los modelos más relevantes.

Tabla 2-8 Modelos de resistencia de adherencia y longitud máxima.

| Autor | Resistencia de adherencia | Longitud efectiva de adherencia |
|------------------------------|---|---|
| Taljsten B. (1996) | $F_{pu} = b_p \sqrt{2E_p t_p G_f}$ | |
| Neubauer U., et al. (1997) | $F_{pu} = 0.64\beta_w \beta_t b_p \sqrt{E_p t_p f_{ctm}}$ $\beta_w = \sqrt{1.125 \frac{2 - b_p/b}{1 + b_p/b}}$ $\beta_t = \begin{cases} 1 & \text{si } l_b \geq l_{be} \\ \frac{l_b}{l_{be}} \left(2 - \frac{l_b}{l_{be}}\right) & \text{si } l_b < l_{be} \end{cases}$ | $l_{be} = \sqrt{\frac{E_p t_p}{2f_{ctm}}}$ |
| Khalifa Ahmed, et al. (1998) | $F_{pu} = 110.2 \times 10^{-6} \left(\frac{f_{cm}}{42}\right)^{2/3} l_{be} E_p b_p t_p$ $E_p \text{ en GPa}$ | $l_{be} = e^{6.134 - 0.58 \ln(t_p E_p)}$ $E_p \text{ en GPa}$ |

| Autor | Resistencia de adherencia | Longitud efectiva de adherencia |
|--|--|--|
| Chen J. F., et al. (2001) | $F_{pu} = \begin{cases} 0.427b_p\beta_w l_{be} \sqrt{f_{cm}} & \text{si } l_b \geq l_{be} \\ 0.427b_p\beta_w l_{be} \sqrt{f_{cm}} \sin\left(\frac{\pi}{2} \frac{l_b}{l_{be}}\right) & \text{si } l_b < l_{be} \end{cases}$ $\beta_w = \sqrt{\frac{2 - b_p/b}{1 + b_p/b}}$ | $l_{be} = \sqrt{\frac{E_p t_p}{\sqrt{f_{cm}}}}$ |
| Lu X. Z., et al. (2005) | $F_{pu} = \begin{cases} b_p \sqrt{2E_p t_p G_f} & \text{si } l_b \geq l_{be} \\ b_p \sqrt{2E_p t_p G_f} \frac{l_b}{l_{be}} \left(2 - \frac{l_b}{l_{be}}\right) & \text{si } l_b < l_{be} \end{cases}$ $G_f = 0.308\beta_w^2 \sqrt{f_{ctm}} \quad , \quad \beta_w = \sqrt{\frac{2.25 - b_p/b}{1.25 + b_p/b}}$ | $l_{be} = a + \frac{1}{2\lambda_1} \ln \frac{\lambda_1 + \lambda_2 \tan(\lambda_2 a)}{\lambda_1 - \lambda_2 \tan(\lambda_2 a)}$ $\lambda_1 = \sqrt{\frac{\tau_{\max}}{\delta_o E_p t_p}} \quad , \quad \lambda_2 = \sqrt{\frac{\tau_{\max}}{(\delta_u - \delta_o) E_p t_p}} \quad ,$ $a = \frac{1}{\lambda_2} \arcsen\left(0.99 \sqrt{\frac{(\delta_u - \delta_o)}{\delta_u}}\right)$ <p>δ_o, δ_u y τ_{\max} se obtienen con las expresiones del modelo tensión-deslizamiento bilineal del mismo autor.</p> |
| Dai Jianguo, et al. (2005) | $F_{pu} = (b_p + 2\Delta b_p) \sqrt{2E_p t_p G_f}$ $\Delta b_p = 3.7 \text{ mm}$ $G_f^{\text{II}} = 0.514 f_{cm}^{0.236}$ | |
| Sharma S. K., et al. (2006) | $F_{pu} = \begin{cases} K_{crit} \beta_w f_{ctm} t_p b_p & \text{si } l_b/t_p \geq l_{be}/t_p \\ K_{crit} \beta_w \frac{l_b/t_p}{l_{be}/t_p} f_{ctm} t_p b_p & \text{si } l_b/t_p < l_{be}/t_p \end{cases}$ $\beta_w = \sqrt{\frac{2 - b_p/b}{1 + b_p/b}} \quad , \quad K_{crit} = 1.277 \frac{l_{be}/t_p}{\beta_w} \quad ,$ | $l_{be}/t_b = 0.0089x^3 - 0.439x^2 + 7.8645x \quad ,$ $x = \frac{E_p^{0.25} f_{pu}^{0.125}}{t_p^{0.5} f_{ctm}^{0.25}}$ |
| Internationa l Federation for Structural Concrete (fib). (2010) | $F_{pu} = k_m \beta_w \beta_l \sqrt{\frac{2E_p}{t_p}} \sqrt{f_{cm} f_{ctm}}$ $\beta_w = \sqrt{\frac{2 - b_p/b}{1 + b_p/b}} \geq 1 \quad k_m = 0.21$ $\beta_l = \begin{cases} 1 & \text{si } l_b \geq l_{be} \\ \frac{l_b}{l_{be}} \left(2 - \frac{l_b}{l_{be}}\right) & \text{si } l_b < l_{be} \end{cases}$ | $l_{be} = 0.6 \sqrt{\frac{E_p t_p}{\sqrt{\beta_w f_{ctm}}}}$ |

2.5.4.1 Influencia del módulo de deformación longitudinal del material compuesto

En todos los modelos para el cálculo de la resistencia de adherencia interviene el módulo de deformación longitudinal del material FRP, designado por E_p bien directamente como una variable o implícitamente en la longitud efectiva. Para analizar cómo afecta el módulo de elasticidad del material compuesto al cálculo de la fuerza de despegue y longitud efectiva, se ha considerado un caso con los siguientes datos: $f_{cm} = 25$ MPa, $f_{ctm} = 2.56$ MPa, $b_c = 100$ mm, $b_p = 50$ mm, $t_p = 1.2$ mm, $l_b = 200$ mm. En los gráficos de la Figura 2-28 y de la Figura 2-29 se representa la evolución que presentan en este caso teórico la resistencia y la longitud efectiva de adherencia a medida que varía el módulo de la deformación longitudinal del material compuesto.

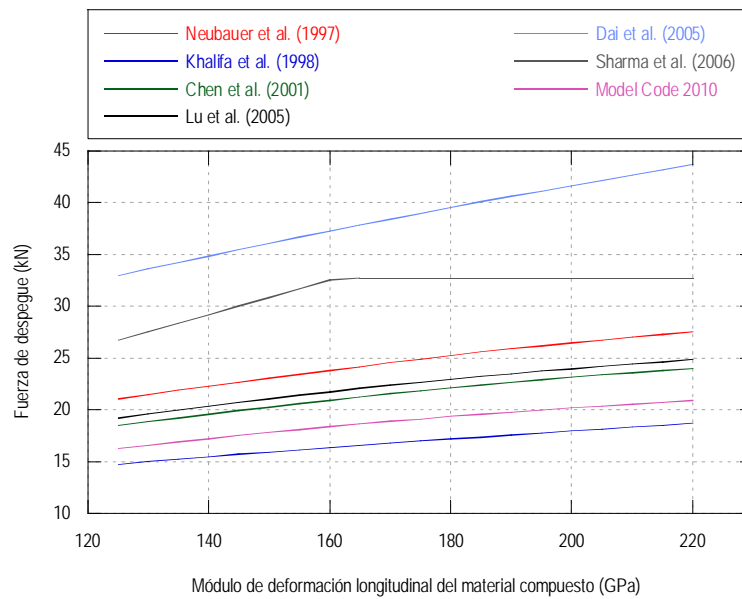


Figura 2-28 Efecto del módulo de elasticidad del material compuesto en la carga de despegue según los modelos encontrados en la literatura en el caso teórico analizado

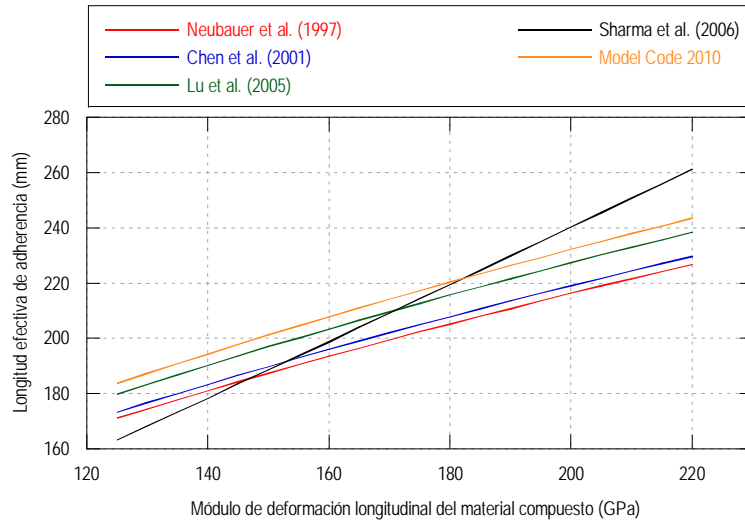


Figura 2-29 Efecto del módulo de elasticidad del material compuesto en la longitud efectiva de adherencia según los modelos encontrados en la literatura en el caso teórico analizado

El modelo de Khalifa fue calibrado con ensayos de material conformado por el sistema *wet lay-up*, los valores de longitud eficaz que se obtienen son muy pequeños, por esta razón no se han representado en el gráfico anterior. Puede observarse que todos los modelos, con excepción del de Sharma, toman en cuenta de forma similar la influencia del módulo de deformación del material compuesto.

2.5.4.2 Influencia de la relación b_p/b_c

Tal como se ha mencionado en 2.5.2.4, las investigaciones recientes han demostrado que la relación b_p/b_c tiene influencia en la longitud efectiva y resistencia de adherencia. En los gráficos siguientes se representa el efecto de la citada relación en la resistencia y longitud efectiva de adherencia empleando los siguientes datos (a manera de ejemplo): $f_{cm} = 25$ MPa, $f_{ctm} = 2.56$ MPa, $E_p = 165$ GPa, $b_p = 50$ mm, $t_p = 1.2$ mm, $l_b = 200$ mm y aplicando los diferentes modelos (Figura 2-30 y Figura 2-31).

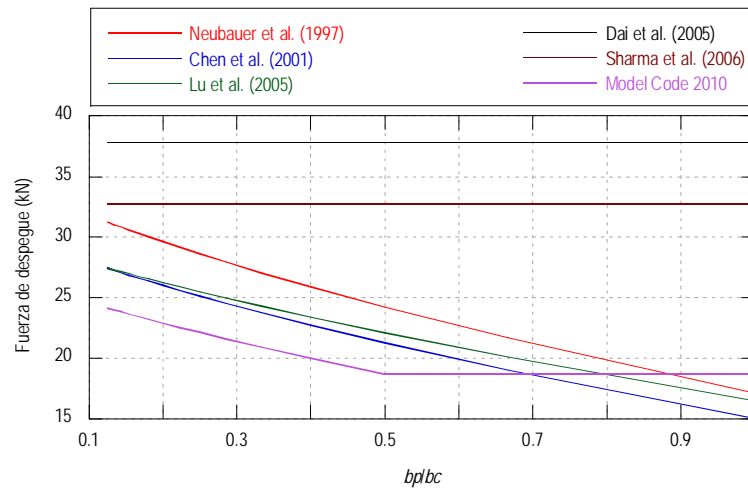


Figura 2-30 Efecto de la relación b_p/b_c en la resistencia de adherencia FRP-hormigón según los modelos encontrados en la literatura

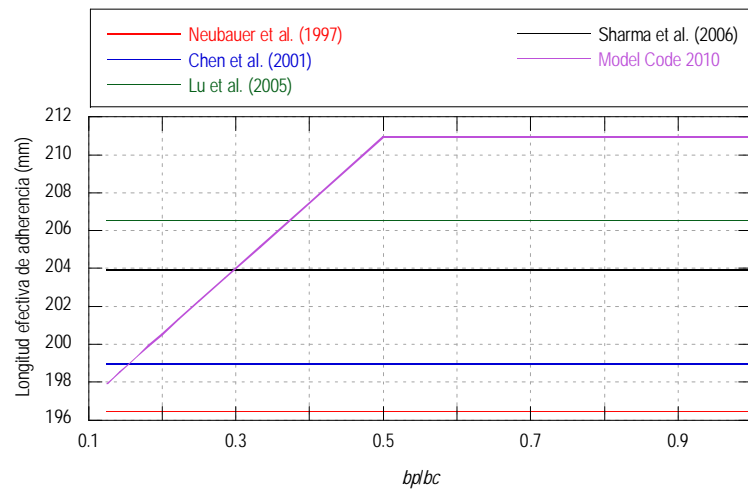


Figura 2-31 Efecto de la relación b_p/b_c en la longitud efectiva de adherencia según los modelos encontrados en la literatura

2.5.4.3 Influencia de la resistencia del hormigón

La comparación se realiza con la resistencia a compresión del hormigón. En algunos modelos interviene la resistencia a tracción obtenida del ensayo brasileño; sin embargo, para poder llevar a cabo la comparación, la resistencia a tracción se ha calculado a partir de la de compresión mediante la conocida relación $f_{ctm} = 0.3f_{ck}^{2/3}$ para resistencias inferiores o iguales a 50MPa y $f_{ctm} = 0.58f_{ck}^{1/2}$ para el caso contrario. Los datos son los siguientes: $b_c = 100$ mm, $b_p = 50$ mm, $t_p = 1.2$ mm, $E_p = 165$ GPa,

$l_b = 200$ mm. En las Figuras 2-32 y 2-33 se representan los resultados del análisis realizado aplicando diferentes modelos de cálculo de la fuerza despegue y de la longitud efectiva de adherencia.

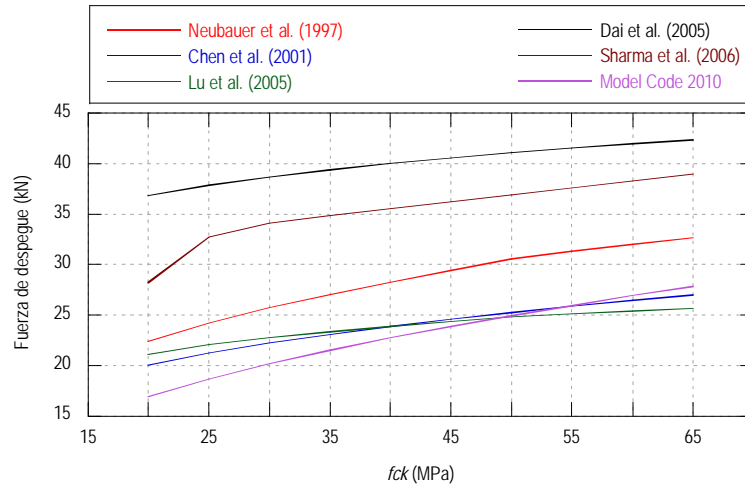


Figura 2-32 Influencia de la resistencia del hormigón en la resistencia de adherencia FRP-hormigón según los modelos encontrados en la literatura

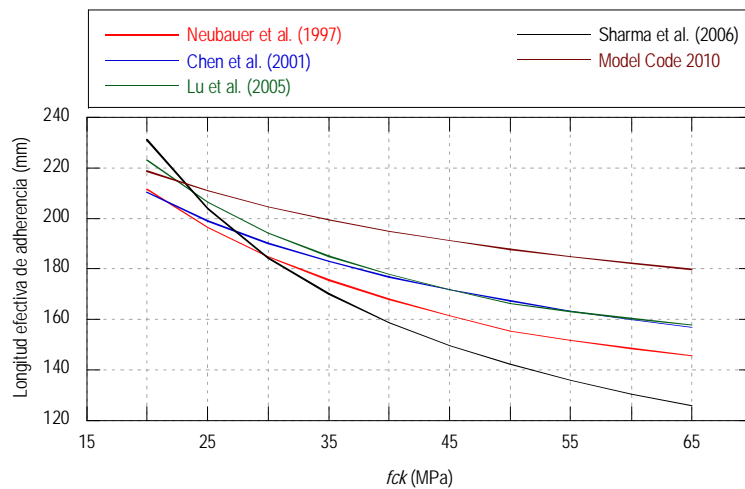


Figura 2-33 Influencia de la resistencia del hormigón en la longitud efectiva de adherencia según los modelos encontrados en la literatura

El gráfico de la Figura 2-33 muestra que todos los modelos presentan resultados similares de la longitud efectiva de adherencia para hormigones inferiores a 25MPa. En cambio, para hormigones de resistencia superior, la diferencia entre los modelos aumenta conforme aumenta la resistencia del hormigón.

2.5.4.4 Influencia de la longitud adherida

Si la longitud adherida es menor que la longitud efectiva, la resistencia de adherencia entre el hormigón y material compuesto disminuye drásticamente. Los modelos encontrados en la literatura toman en cuenta este efecto a través de un factor que relaciona ambas variables. Se ha hecho ejemplo de la comparación con los siguientes datos: $f_{cm} = 25$ MPa, $f_{ctm} = 2.56$ MPa, $b_c = 100$ mm, $E_p = 165$ GPa, $b_p = 50$ mm, $t_p = 1.2$ mm, presentando en la Figura 2-34 la influencia de la longitud adherida en la fuerza de despegue.

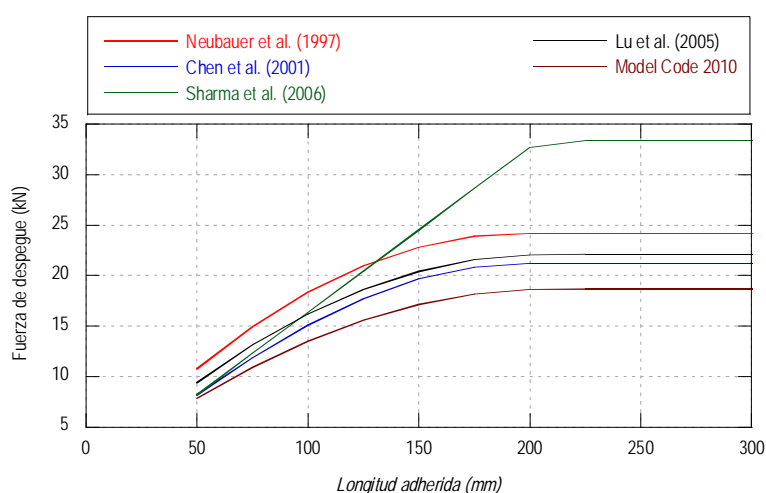


Figura 2-34 Influencia de la longitud adherida en la resistencia de adherencia FRP-hormigón según los modelos encontrados en la literatura

Como se ha hecho mención anteriormente los modelos presentan resultados similares entre sí en el cálculo de la longitud efectiva de adherencia para una resistencia de hormigón de 25 MPa, y el valor, para los datos del ejemplo, está entorno a 210 mm. Por esta razón, en el gráfico de la Figura 2-34, todos los modelos estudiados llegan a la resistencia máxima de adherencia para una longitud adherida cercana a dicho valor, aunque los valores que presentan difieren significativamente.

2.5.4.5 Conclusiones sobre los modelos de resistencia de adherencia FRP-hormigón

A partir del análisis comparativo de los modelos, se destacan las siguientes observaciones:

- Con independencia de que exista diferencia entre los modelos en la resistencia de adherencia, el efecto del módulo de deformación sobre ésta es similar según se ha podido deducir del gráfico de la Figura 2-28. En todos los casos, el aumento del módulo de deformación del laminado se traduce en un aumento de la resistencia de adherencia.
- El efecto de la relación b_p/b_c es «equivalente» para los modelos que la toman en cuenta, excepto en el modelo del Model Code 2010, que considera que la resistencia de adherencia no disminuye para relaciones superiores a 0.5.
- Aunque en todos los modelos estudiados la fuerza de despegue aumenta con la resistencia del hormigón, existe gran diferencia en el valor calculado, siendo menos notoria en los modelos de Chen y Lu.
- Para un mismo tipo de laminado, existe gran diferencia entre los modelos en el cálculo de la longitud efectiva de adherencia cuando la resistencia del hormigón es superior a 25 MPa.

2.5.5 Tensiones en la interfaz FRP-Hormigón

Las tensiones en la interfaz FRP-hormigón se han clasificado atendiendo al tipo de cargas actuantes sobre los adherentes. Así, se tiene en primer lugar a las tensiones bajo corte puro (unión sujeta a corte en modo II), y en segundo, a las tensiones bajo cargas transversales (unión sujeta a corte en modo II o, modo I y II).

2.5.5.1 Tensiones en estado de corte puro

Diversos investigadores han propuesto modelos teóricos para el cálculo de las tensiones de la interfaz FRP-Hormigón en estado de corte puro (Teng J. G., et al. (2006); Wang Jialai. (2006a)). El análisis está basado en asumir un comportamiento elástico lineal de los materiales y adoptar como ecuación constitutiva una función tensión-deslizamiento (lineal o bilineal) que caracteriza a la interfaz. De esta manera, para una función tensión deslizamiento bilineal, se tiene que la interfaz experimenta inicialmente una etapa elástica (E), posteriormente una etapa de ablandamiento (A) para finalizar con el despegue (D). A lo largo de la longitud adherida l_b la interfaz puede experimentar una, dos o las tres etapas para un determinado valor de la fuerza F_p , dependiendo de la longitud adherida, los parámetros de la relación tensión-deslizamiento y el valor de la fuerza.

Si ambos extremos del refuerzo están sometidos a tracción, se tendrán distribuciones en ambos lados del bloque de hormigón; sin embargo, en función de la relación entre cargas β y la longitud del bloque, se tendrán diferentes configuraciones tensionales. Cuando la función tensión-deslizamiento es lineal (sólo rama descendente), la etapa (E) es omitida.

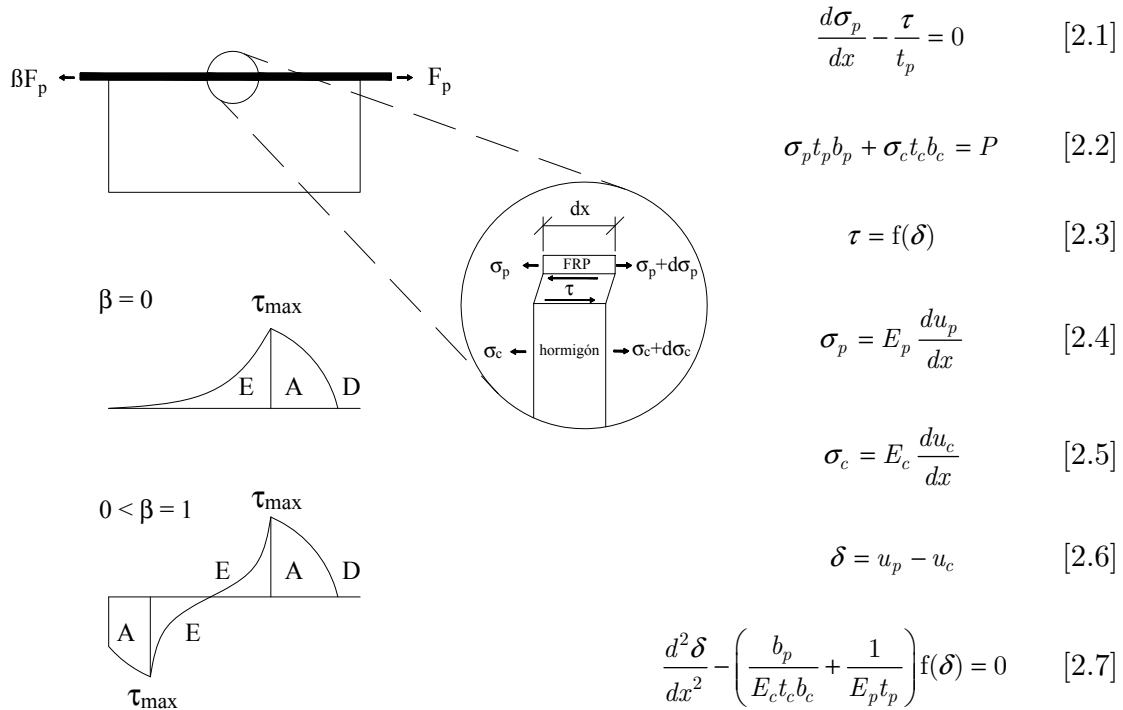


Figura 2-35 Esquema de la distribución de las tensiones tangenciales en la interfaz FRP-Hormigón.

El esquema de las fuerzas involucradas se muestran en la Figura 2-35 y el equilibrio conduce a las expresiones [2.1] y [2.2]. Las expresiones [2.3] a [2.5] son las ecuaciones constitutivas, donde $f(\delta)$ es la función tensión-deslizamiento de la interfaz. Al realizar las sustituciones y la correspondiente reducción de términos se llega a la expresión [2.7]. La distribución de las tensiones tangenciales se obtiene aplicando las condiciones de frontera según la etapa para la que se quiera obtenerla. El inconveniente es que se obtienen expresiones analíticas complejas.

2.5.5.2 Tensiones en la interfaz FRP-hormigón en vigas (tensiones bajo cargas transversales)

A diferencia del caso anterior, se asume que además de cargas axiales, los adherentes están sujetos a cargas transversales. Este planteamiento ha sido utilizado por la comunidad de investigadores para analizar las tensiones tangenciales y, en algunos casos, también las tensiones normales en una viga reforzada a flexión. El diagrama de cuerpo libre y el esquema típico de las tensiones en la interfaz en el extremo de un refuerzo encolado en una viga en la parte inferior se muestra en la Figura 2-36.

La mayoría de las soluciones presentadas por los distintos investigadores asumen las siguientes hipótesis: comportamiento elástico y lineal de los materiales, adherencia perfecta entre el adhesivo y los adherentes, la deformación de los adherentes se debe a momentos flectores y fuerzas axiales y, la tensión es constante a través del espesor del adhesivo. Entre las soluciones más relevantes encontradas en la literatura están las de Roberts TM, et al. (1989), Roberts TM. (1989), Malek A. M., et al. (1998) Smith S. T., et al. (2001), Abdelouahed Tounsi. (2006) Yang J., et al. (2007), Tounsi A., et al. (2007), Yang Jian, et al. (2007), Tounsi A., et al. (2009). Las soluciones encontradas en la literatura que sí toman en cuenta la variación de las tensiones a través del espesor de la capa del adhesivo son las de Rabinovich O., et al. (2000) y Shen Hui-Shen, et al. (2001).

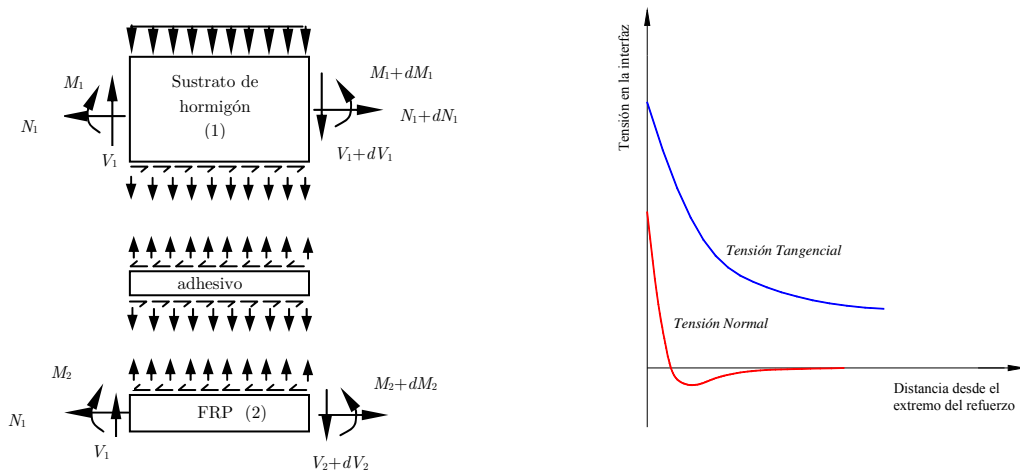


Figura 2-36 Diagrama de cuerpo libre de un elemento diferencial de una viga reforzada con un laminado.

En el planteamiento presentado por Smith S. T., et al. (2001) se incluye la deformación a cortante, pero se obtiene la solución analítica para el cálculo de las tensiones sin tener en cuenta dicha deformación, lo cual permitía el desacoplamiento de las expresiones de las tensiones tangencial y normal.

Abdelouahed Tounsi. (2006) presentan la solución de Smith S. T., et al. (2001) pero mejorada, en la que incorporan el efecto de la deformación cortante de los adherentes. El resultado es un valor máximo de la tensión tangencial en el extremo del laminado pero considerablemente inferior en comparación con las soluciones que la desprecian.

Yang J., et al. (2007) también presentaron una solución basada en la propuesta de Smith S. T., et al. (2001). En dicha solución se consideran invariantes las tensiones tangencial y normal a través del espesor del adhesivo, pero se analiza el efecto de la deformación cortante en la viga de hormigón y el refuerzo externo mediante una técnica de superposición sumando los mencionados efectos a la solución de Smith y Teng. Esta última solución presenta suficiente precisión en la mayoría de los casos; sin embargo, evidentemente irá perdiéndola conforme la deformación cortante tenga influencia sobre las tensiones, por ejemplo cuando la viga es relativamente corta, o se tiene una capa muy delgada del adhesivo o éste posee un alto módulo de elasticidad.

Tounsi A., et al. (2007) presenta un planteamiento similar al de Smith S. T., et al. (2001) con la diferencia que incluye la variación de la orientación de las fibras del material FRP.

Cabe mencionar que la desvalorización de los efectos de la deformación cortante es el motivo por el cual se obtienen soluciones relativamente simples, por lo que la formulación Yang J., et al. (2007) tiene un relativo alto nivel de complejidad, lo cual repercute desfavorablemente en la aplicación práctica. Como prueba de ello, la solución presentada por Yang J., et al. (2007) es únicamente para carga uniformemente distribuida.

Las expresiones analíticas para el cálculo de las tensiones tangenciales y normales en la interfaz FRP-Hormigón obtenidas mediante un análisis como el descrito anteriormente, han sido empleadas por los investigadores para analizar el despegue del laminado en el extremo mediante la adopción de un criterio de fallo. La solución más atractiva ha sido la de Roberts T.M. (1989), por ser la más sencilla y por dar resultados muy similares a las soluciones más complejas. Entre los modelos de despegue en el extremo que siguen este procedimiento están Ziraba Y. N., et al. (1994), Varastehpour H., et al. (1997), Saadatmanesh H., et al. (1998) y Tumialan J. G., et al. (1999).

Análogamente al análisis de las tensiones en corte puro, se han encontrado soluciones que incorporan la relación tensión-deslizamiento para analizar el despegue en el extremo y/o en la región entre fisuras (Wang Jialai. (2006a), Wang Jialai. (2006b), Oller E. (2005)).

Se ha encontrado escasa comprobación experimental de los planteamientos analíticos mencionados en este epígrafe, cabe mencionar la campaña realizada por Kurtz Stephen, et al. (2008) de 29 vigas en las que dispuso estratégicamente galgas extensométricas para medir la tensión tangencial mediante una aproximación basada en la diferencia de deformaciones entre dos puntos de lectura. En general, encontraron que la tensión tangencial en el extremo del laminado es inferior a los obtenidos con los planteamientos analíticos. Además, resaltan la existencia de otro

punto de tensión pico en la zona central de la luz de cortante en las vigas con laminados más largos. Asimismo, la concentración de tensiones en el punto de corte (extremo) es tanto mayor cuanto más corto y grueso es el laminado. Por otra parte, la solución propuesta por Malek A. M., et al. (1998) es la que dio valores de las tensiones en el extremo más próximos a los experimentales en tanto que la expresión propuesta por Roberts TM. (1989) fue mejor para pronosticar la tensión tangencial media. La Figura 2-37 extraída de Kurtz Stephen, et al. (2008), muestra la comparación entre los resultados experimentales y algunas expresiones analíticas.

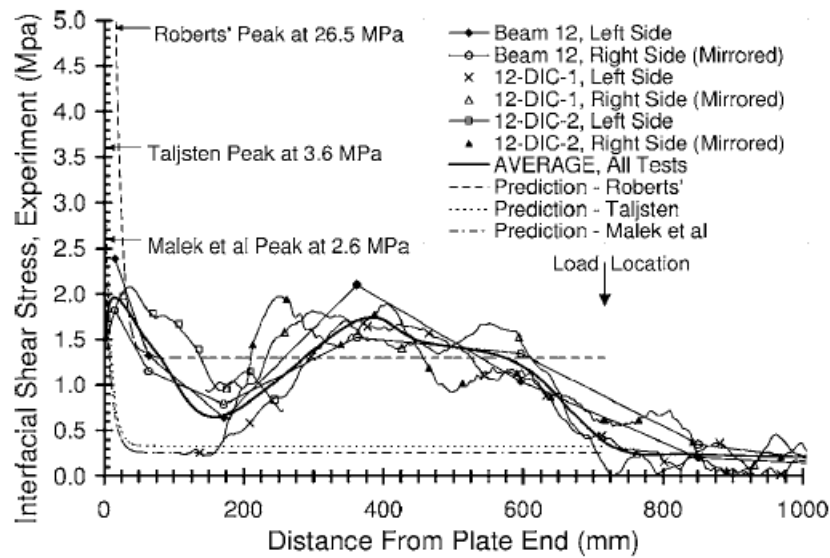


Figura 2-37 Tensiones tangenciales en la interfaz. Comprobación experimental. Fuente: Kurtz Stephen, et al. (2008)

CAPÍTULO 3

Análisis teórico de la interfaz FRP-hormigón

3.1 Introducción

En el presente capítulo se presenta el estudio del comportamiento de la interfaz FRP-Hormigón. Primero se presenta una solución numérica, la cual es una alternativa a las soluciones analíticas presentadas por la comunidad científica. En el segundo epígrafe se presenta una campaña experimental preliminar y se contrastan los resultados obtenidos con los de la solución numérica aplicando diferentes funciones tensión-deslizamiento. Finalmente, en el tercer epígrafe se presenta la simulación por elementos finitos del ensayo de adherencia y se analiza el caso de corte puro con tracción doble, es decir en ambos extremos del laminado.

3.2 Solución numérica para el cálculo de las tensiones en la interfaz FRP-hormigón

Una alternativa a la solución analítica la constituye la modelización de la interfaz con elementos tipo muelle asumiendo que el hormigón es un medio indeformable, y la aproximación puede realizarse numéricamente mediante el método de Newton Raphson. El diagrama de flujo se muestra en la Figura 3-1; donde \mathbf{K} es la matriz de rigidez del sistema, \mathbf{k}^p la matriz de rigidez del elemento FRP, \mathbf{U} es el vector de desplazamientos, f es la función tensión-deslizamiento, b_p es el ancho del refuerzo, l es la separación entre nodos, y \mathbf{F}^{NL} y \mathbf{T}^{NL} son, respectivamente, los vectores de fuerzas y tensiones de la aproximación no lineal.

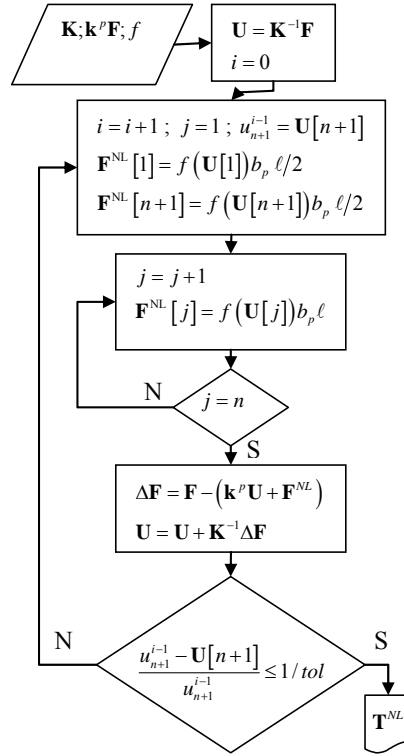


Figura 3-1 Diagrama de flujo de la solución numérica

En los gráficos de la Figura 3-2 se muestra una comparación entre la solución analítica de Teng J. G., et al. (2006) y la solución numérica de un ejemplo proporcionado por el mismo autor cuyos datos son: $E_p = 256$ GPa $t_p = 0.165$ mm, $b_p = 25$ mm $E_c = 28.6$ GPa, $f_{cm} = 29$ MPa, $t_c = 150$ mm, $b_c = 150$ mm y $l_b = 100$ mm. Los parámetros de la ley tensión-deslizamiento bilineal son $\delta_u = 0.16$ mm, $\delta_o = 0.034$ mm, $\tau_{\max} = 7.2$ MPa.

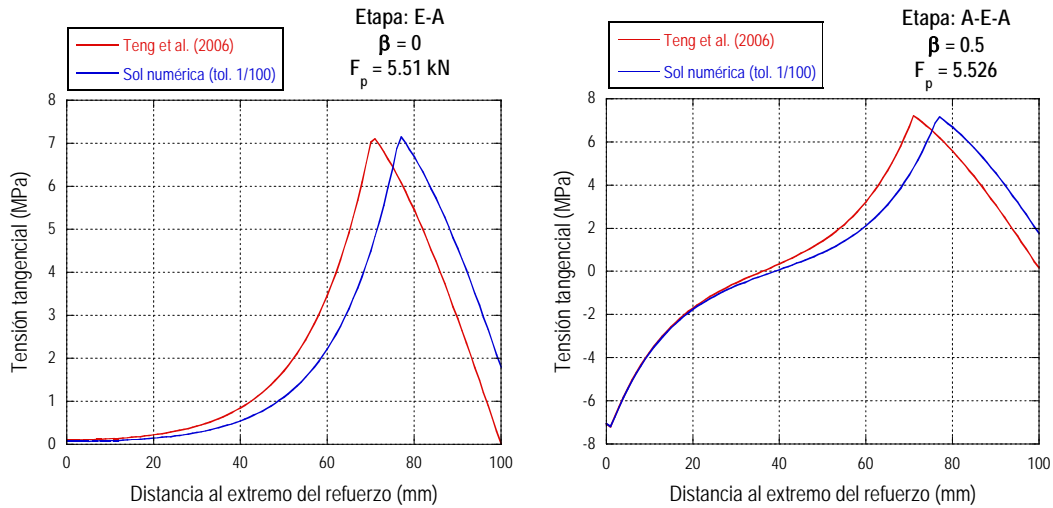


Figura 3-2 Solución analítica versus solución numérica

La solución numérica parece perder precisión conforme avanza el proceso de ablandamiento; sin embargo, se debe en gran parte al valor de la tolerancia adoptada en el procedimiento de aproximación ($u_n/100$). Si la tolerancia se reduce a $u_n/2000$ la distribución de las tensiones se aproxima notablemente a la solución analítica tal como se puede apreciar en los gráficos de la Figura 3-3.

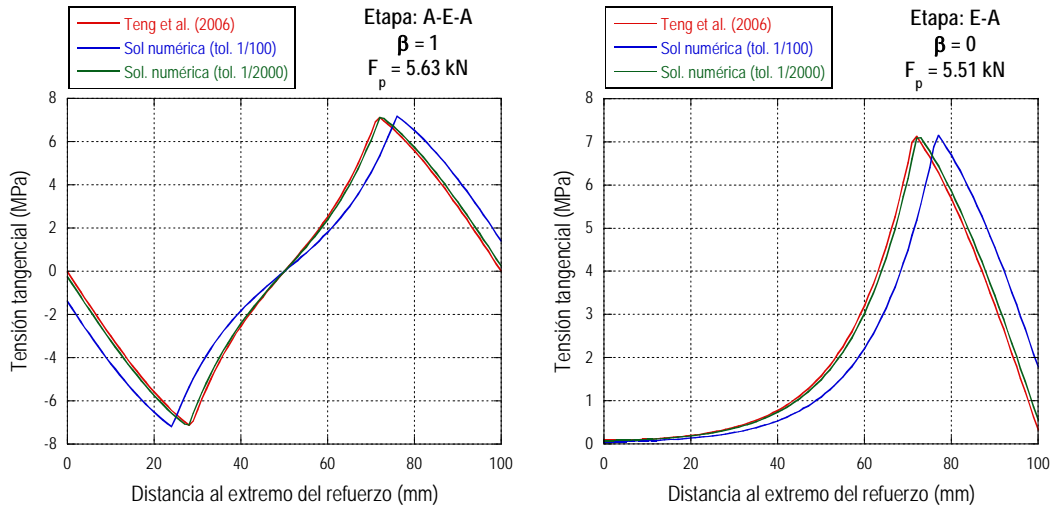


Figura 3-3 Solución analítica versus solución numérica con tolerancia 1/2000

La pequeña diferencia entre la solución analítica y la solución numérica se debe en gran parte a la indeformabilidad supuesta en la aproximación numérica; las

distribuciones de las tensiones se aproximan aún más si toma un valor muy alto del módulo de deformación del hormigón en la solución analítica.

Aunque el planteamiento numérico no toma en cuenta la deformación del bloque hormigón, la distribución de las tensiones tangenciales obtenida de la solución numérica se considera lo suficientemente precisa a fin de evaluar diferentes formas del ablandamiento de la función tensión-deslizamiento.

3.3 Ensayos experimentales preliminares

Se ha realizado una campaña experimental preliminar de ensayos de adherencia para estudiar la carga de despegue y las tensiones en la interfaz. Se realizaron 5 ensayos *beam-test*, adhiriéndose el refuerzo en una longitud de 275 mm en cada semiviga. Para estudiar las tensiones en la interfaz, en la pieza BT-4 se dispusieron tres galgas extensométricas bien distribuidas en cada semiviga, y en la BT-5 se colocaron seis galgas en una semiviga. Los escalones son los establecidos por la norma UNE-EN 10080 (viga de ensayo tipo A) para la comprobación de adherencia de la barra de diámetro 8mm.

Las propiedades de los materiales son las siguientes: $E_p = 165\,000$ MPa, $t_p = 1.55$ mm, $b_p = 50$ mm, $b_c = 100$ mm, $t_c = 180$ mm, $E_a = 8500$ MPa, $G_a = 3269$ MPa, $f_{cm} = 21.2$ MPa, $f_{ctm} = 2.3$ MPa. En la Figura 3-4 se muestra el ensayo de la pieza BT-4 y en la Figura 3-5 la lectura de la deformación de las galgas extensométricas.



Figura 3-5 Ensayo de la pieza BT-4



Figura 3-4 Lecturas de la deformación de las galgas extensométricas

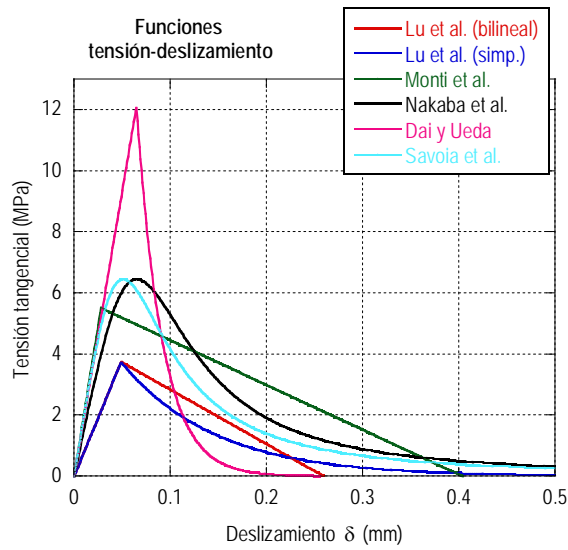


Figura 3-7 Funciones tensión-deslizamiento aplicando los datos del ensayo.

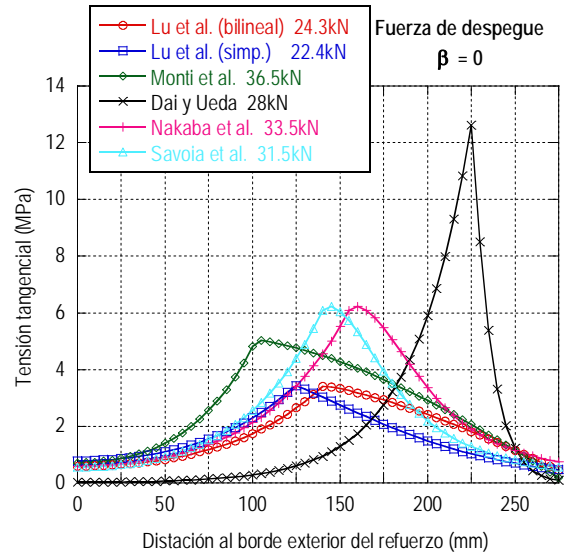


Figura 3-6 Tensiones tangenciales en la interfaz FRP-hormigón aplicando las funciones tensión-deslizamiento.

En el gráfico de la Figura 3-6 se muestran las funciones tensión-deslizamiento con los datos de los ensayos y en la Figura 3-7 la distribución de las tensiones en la interfaz al inicio del despegue, obtenidas mediante la aplicación de las citadas funciones en la solución numérica presentada en el epígrafe anterior. La Tabla 3-1 recoge los valores de la carga de despegue tanto de los ensayos como los obtenidos del análisis numérico, siendo P_u la carga aplicada en el ensayo y F_{pu} la tracción sobre el material compuesto.

Tabla 3-1 Resultados de la campaña experimental preliminar (carga de despegue)

| | BT-1 | BT-2 | BT-3 | BT-4 | BT-5 | Lu et al. (2005) (a) | Lu et al. (2005) (b) | Monti et al. (2003) | Dai and Ueda (2003) | Nakaba et al. (2001) | Savoia et al. (2003) |
|------------------|-------|------|------|-------|-------|----------------------------|----------------------------|------------------------|------------------------|-------------------------|-------------------------|
| P_u (kN) | 28 | 22.5 | 22.5 | 25.58 | 24.59 | 29.55 | 27.24 | 44.38 | 34.05 | 40.74 | 38.3 |
| F_{pu} (kN) | 23.04 | 18.5 | 18.5 | 21.04 | 20.22 | 24.3 | 22.4 | 36.5 | 28 | 33.5 | 31.5 |

La tensión tangencial que se transmite al hormigón se calcula indirectamente a partir de la deformación de la banda FRP en dos puntos de medida consecutivos.

La diferencia de dichas deformaciones da una aproximación de la fuerza que se transmite al hormigón a lo largo de su separación. Las Figuras 3-8 a 3-11 muestran la distribución de las tensiones tangenciales dada por cada uno de los modelos tensión deslizamiento y las obtenidas de los ensayos BT-4 y BT-5. BT-4 (a) se refiere a la semiviga de la izquierda y BT-4 (b) a la de la derecha.

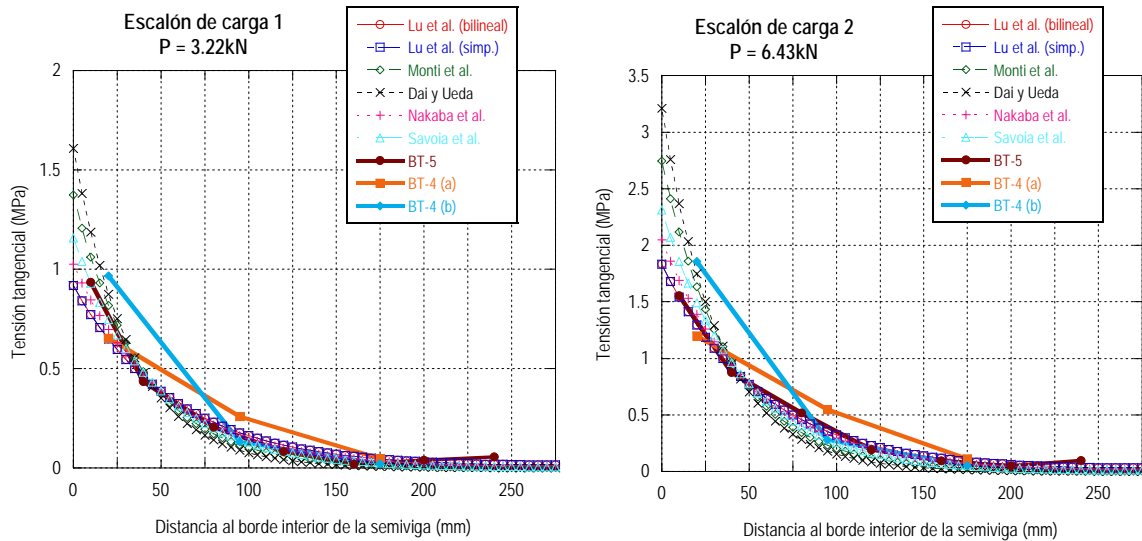


Figura 3-8 Tensiones tangenciales de los ensayos preliminares vs solución numérica. Escalones de carga 1 y 2.

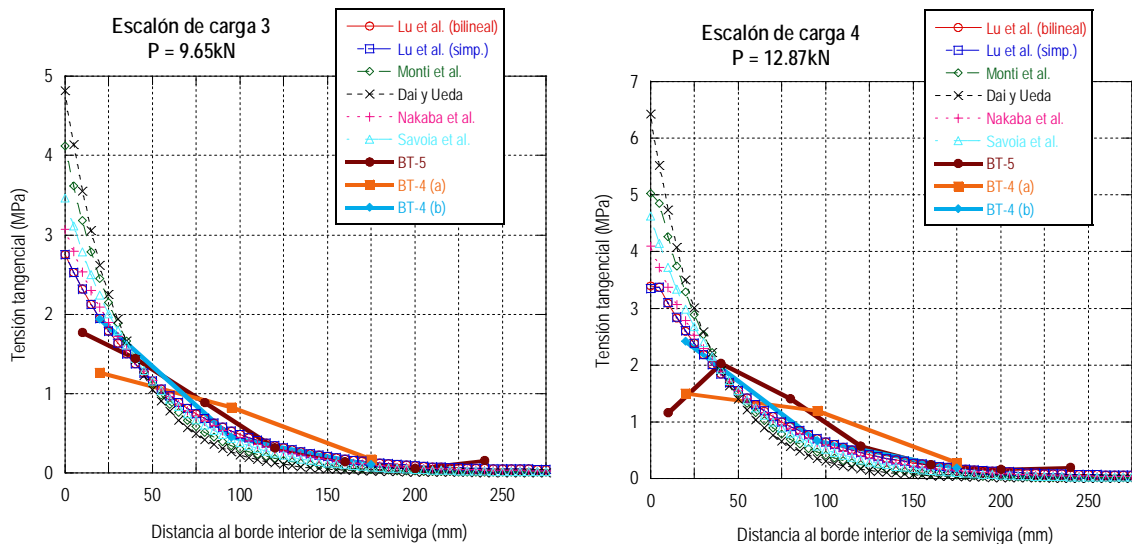


Figura 3-9 Tensiones tangenciales de los ensayos preliminares vs solución numérica. Escalones de carga 3 y 4

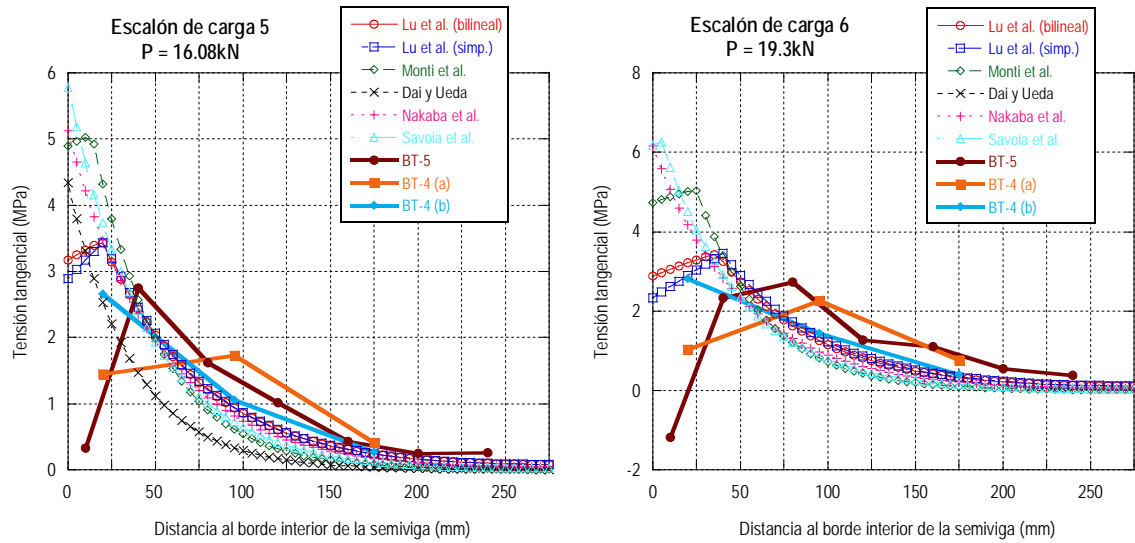


Figura 3-10 Tensiones tangenciales de los ensayos preliminares vs solución numérica. Escalones de carga 5 y 6

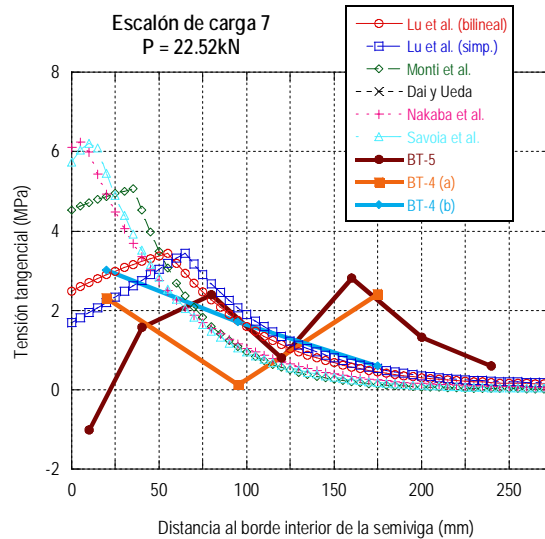


Figura 3-11 Tensiones tangenciales de los ensayos preliminares vs solución numérica. Escalón de carga 7

La diferencia de fuerzas en el tramo comprendido entre el borde interior de la semiviga y la primera galga resulta negativa a partir del escalón de carga 6 en el ensayo BT-5, lo que se atribuye a un fenómeno local en el borde interior debido a la concentración de tensiones normales, lo cual indujo el desprendimiento de una porción del bloque de hormigón (Figura 3-12). Cabe mencionar que la tensión en el borde interior se obtuvo por equilibrio de fuerzas y con las propiedades recogidas en

la ficha técnica del fabricante, lo cual puede representar una ligera variación con respecto a las propiedades reales del material compuesto.

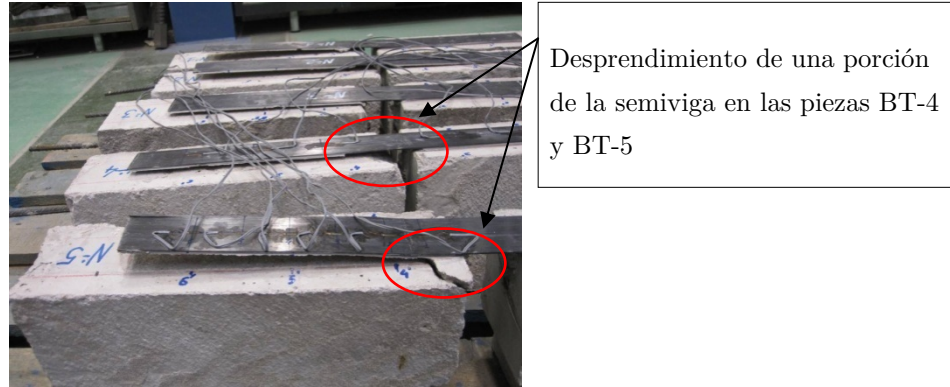


Figura 3-12 Desprendimiento de una porción de la semiviga en las piezas BT-4 y BT-5

La Figura 3-13 se muestra la distribución teórica de las tensiones tangenciales para un factor $\beta = 0.5$ y la carga es, en cada caso, la que da inicio al despegue.

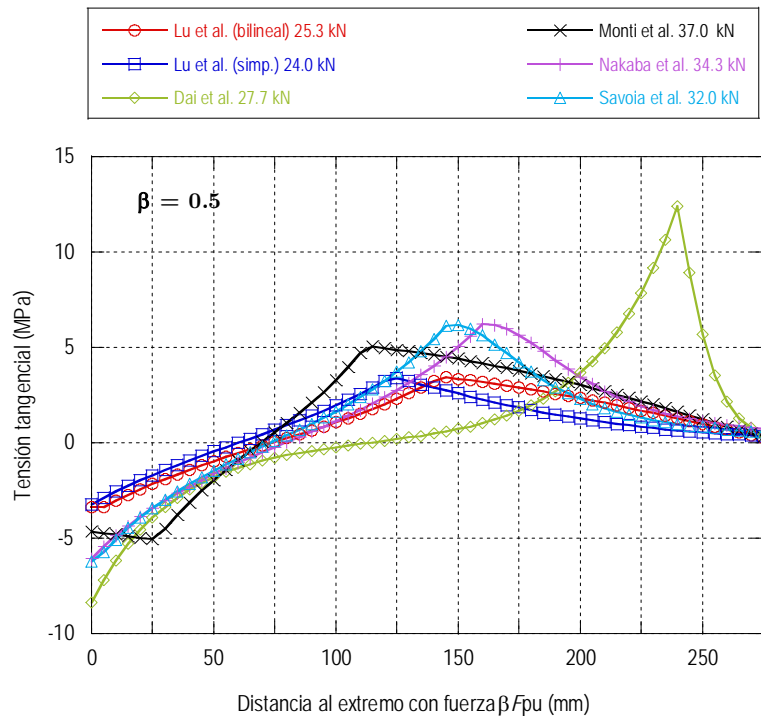


Figura 3-13 Tensiones tangenciales para $\beta = 0.5$

3.4 Simulación por elementos finitos

Con el objeto de complementar el estudio del comportamiento de la interfaz FRP-hormigón, se ha realizado una modelización con elementos finitos en el programa comercial Abaqus ciñéndose a la librería de elementos contenida en el mismo.

El programa Abaqus posee dentro de su librería los denominados «elementos cohesivos» (*cohesive elements*) que se utilizan para modelizar juntas adhesivas básicamente de dos tipos en función de la certidumbre, uniformidad y espesor de la capa del adhesivo. Cuando el espesor de la capa del adhesivo está bien definido, puede modelizarse como elemento independiente definiendo su comportamiento mediante sus propiedades mecánicas (elementos cohesivos de respuesta continua).

Por otro lado están las juntas adhesivas en las que la capa del adhesivo es muy pequeña e irregular. En tales casos la práctica habitual consiste en definir el comportamiento de la interfaz mediante la relación tracción versus separación (*traction-separation cohesive elements*). Esto último es equivalente al análisis presentado en §3.2

A continuación se presenta el mismo ejemplo de §3.2. El análisis se realiza en tensión plana y por control de desplazamientos a fin de seguir el proceso de despegue. El bloque de hormigón está discretizado en elementos cuadrados de cuatro nodos de 1 mm, la pletina FRP es un elemento tipo «truss» y el adhesivo está representado por elementos cohesivos de respuesta «*traction-separation*» cuya evolución del daño está dada por el desplazamiento con un comportamiento lineal (función tensión-deslizamiento bilineal). El desplazamiento dado por la solución analítica de Teng J. G., et al. (2006) en el extremo del refuerzo al inicio del despegue es $u_{pd} = 0.16$. Este desplazamiento se ha impuesto en el modelo de elementos finitos.

En el modelo de elementos finitos se ha restringido el desplazamiento horizontal en toda la cara lateral; no obstante, si se varía la altura restringida se encontrarán pequeñas diferencias y, naturalmente, si se aumenta el desplazamiento impuesto hasta igualar el desplazamiento relativo entre el material FRP y el bloque

de hormigón a 0.16 mm, se obtendrá igualmente la distribución de la tensiones obtenida con la cara restringida en su totalidad.

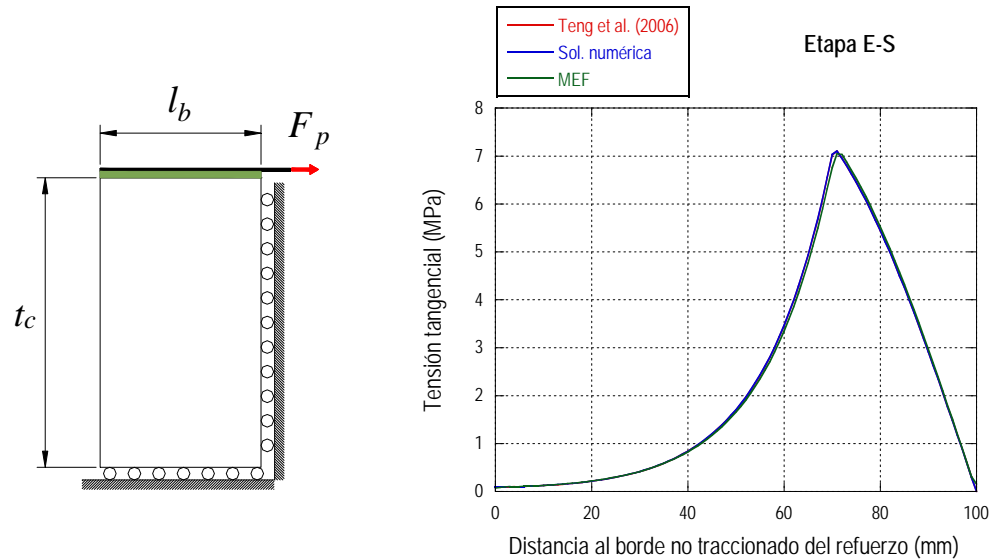


Figura 3-14 Solución analítica, solución numérica y solución por elementos finitos con elementos cohesivos tipo tracción-separación.

Como se ha comentado en capítulos precedentes, el despegue se origina en la mayoría de las ocasiones debido a la microfisuración del hormigón en una capa de 1 a 2 mm de espesor. Por lo tanto, otra alternativa para estudiar la interfaz FRP-hormigón consiste en modelizar la capa del adhesivo con sus propiedades mecánicas e incorporando al hormigón un modelo de daño. Antes de mostrar la modelización se ha considerado conveniente presentar de forma general algunos aspectos importantes de la modelización del hormigón.

La simulación del comportamiento mecánico del hormigón es un tema que está en constante avance, pues se trata de un material complejo conformado por agregados grueso, finos, pasta de cemento hidratada, poros y vacíos. Por todo ello, el hormigón no puede asumirse en todos los casos como un medio continuo y por lo tanto la simulación del hormigón suele estudiarse en tres niveles diferentes: micro, meso y macro. El nivel micro se refiere al estudio de la microestructura del

hormigón. El nivel meso suele referirse al estudio de la interacción árido-pasta, y el nivel macro asume que el hormigón es un material homogéneo.

Los modelos constitutivos del hormigón, aunque tuvieron sus comienzos en la década de los 70's, gozaron de gran impulso en la década de los 80's gracias al cada vez más extenso uso de los ordenadores en la solución de modelos con elementos finitos. Desde entonces, los investigadores no han dejado de proponer nuevos modelos para la caracterización del comportamiento inelástico.

Existen diversas clasificaciones de los modelos constitutivos, a saber: se clasifican en función de la teoría o enfoque subyacente, de la cual se desprenden los *modelos elásticos* (lineales o no lineales), *modelos plásticos* (basados en la teoría incremental o endocrónica) y los *modelos de fractura* (lineal o no lineal). Otra clasificación puede establecerse en función del estado tensional: *modelos de compresión* y los *modelos de tracción*. Una característica común es que todos los modelos se conforman fundamentalmente de dos ingredientes: la detección de las fisuras y el comportamiento postfisuración.

Es bien sabido que la microfisuración es la principal causante del comportamiento inelástico del hormigón, por ello, las investigaciones llevadas a cabo durante décadas se centraron en el estudio del citado fenómeno y en cómo abordarlo para su simulación. Los modelos de fisuración suelen dividirse en dos grupos: fisura discreta y fisura difusa (*smeared cracking*). En el primero, se simula una grieta en el modelo, por tanto normalmente se requiere remallado y conocer previamente la trayectoria de la fisura. En el segundo, el efecto de la fisura se toma en cuenta en la tensión que puede admitir cada punto de integración. Dentro del segundo grupo se deriva una clasificación de modelos en función de la dirección de las fisuras: fija ortogonal, rotatoria y fija multidireccional.

El constante desarrollo del campo de la simulación ha llevado a desarrollar nuevas técnicas para la simulación de la fisuración de estructuras de hormigón. Cabe destacar la del método del elemento finito extendido (XFEM) que ha tenido gran impulso en la última década. Entre sus principales ventajas están que no requiere de remallado ni del conocimiento previo de la trayectoria de la fisura.

Al igual que en el campo del diseño estructural, en el campo de la simulación es necesario distinguir entre hormigón en masa y hormigón armado. La modelización de la interacción de ambos materiales depende del fenómeno que se desee estudiar. Por ejemplo, si lo que se desea estudiar es la adherencia, la modelización suele realizarse discretizando el hormigón y las barras de acero y definiendo la interacción mediante elementos conectores cuyo comportamiento está caracterizado por una función fuerza-deslizamiento. En cambio, si el interés del análisis consiste en tomar en cuenta la contribución de la armadura en el comportamiento global de una estructura, la modelización de las barras se realiza mediante elementos unidimensionales y la interacción con el hormigón mediante elementos conectores como en el caso anterior.

Otra práctica más simple consiste en incorporar a los elementos de hormigón el comportamiento que se deriva de la interacción con el acero. Por ejemplo, en el caso de ausencia de armadura el comportamiento a tracción del hormigón suele considerarse elasto-frágil, es decir, exhibe un comportamiento elástico lineal hasta alcanzar la tensión máxima a tracción seguido de un «ablandamiento» abrupto ocasionado por la microfisuración (falla de la adherencia árido-pasta) hasta dar lugar a la macrofisuración (propagación de fisuras en la pasta de cemento). En este caso, el comportamiento postfisuración queda descrito adecuadamente mediante una relación tensión-desplazamiento, o en otras palabras, mediante la energía de fractura (modelo originalmente desarrollado por Hillerborg A., et al. (1976)). En cambio, para el hormigón armado, la relación tensión-deformación es adecuada puesto que se requiere simular el fenómeno *tension-stiffening* originado por el aporte de la armadura a la resistencia a tracción del elemento de hormigón.

Sin embargo, volviendo al estudio de la interfaz FRP-hormigón, el proceso de despegue, más allá de asimilarse al proceso de la incursión de una o varias fisuras en la masa de hormigón, puede describirse como un proceso de daño progresivo de la unión caracterizado por la microfisuración que posteriormente da paso a la formación sucesiva de «macrofisuras» que penetran en el bloque a una pequeña profundidad.

Cabe mencionar que la energía de fractura de una unión difiere de la del hormigón simple. Naturalmente, la diferencia depende de elemento que sirve de liga,

por ejemplo la unión entre los bloques de hormigón con epoxi en un ensayo de viga entallada. En el proceso de propagación de la fisura en una unión, el fenómeno de trabazón mecánica entre áridos (*aggregate interlocking*) tiene un rol menos influyente (Bažant Z. P., et al. (1998)). No obstante, se han encontrado resultados de uniones de epoxi-hormigón con energía de fractura de efecto de tamaño superior a la del hormigón convencional y la propagación de la fisura tiene lugar en la mayoría de los casos en el hormigón (Coronado Carlos A., et al. (2008)).

Con base en lo mencionado en los dos párrafos precedentes, se considera que el fallo de adherencia (cuando el hormigón es el elemento limitativo) se da fundamentalmente por tracción. Por ello, y acoplándose a la librería del *software* utilizado, se ha optado por utilizar el modelo de *brittle cracking*. Este modelo asume un comportamiento elástico lineal a compresión, y para el comportamiento inelástico a tracción emplea el modelo de fisura difusa (*smeared cracking*). La detección de la fisura la realiza siguiendo el criterio de Rankine (en modo I) y para el comportamiento subsecuente incluye el modo I (*softening*) y el modo II (retención de cortante). El modelo de dirección es ortogonal fija. A continuación se detallan los aspectos de la simulación y las propiedades de los materiales.

Para la banda de FRP, se ha supuesto que admite únicamente tensión axial, es decir es un elemento tipo *truss*, con las propiedades mecánicas proporcionadas por el fabricante. Análogamente, el comportamiento del adhesivo se ha supuesto elástico y lineal. Las propiedades de todos los materiales se recogen en la tabla Tabla 3-2.

Tabla 3-2 Propiedades de los materiales introducidos para la simulación por elementos finitos

| Propiedad | Hormigón | FRP | Adhesivo |
|-------------------------------|----------|------|----------|
| Módulo de Young (GPa) | 23.5 | 165 | 7.75 |
| Coefficiente de poisson | 0.2 | 0.2* | 0.3* |
| Resistencia a tracción | 2.3 MPa | - | - |
| Energía de fractura (N/mm) | 0.056 | - | - |
| Densidad (kg/m ³) | 2400 | 1600 | 1770 |

* Valores asumidos con base en un estudio realizado por Coronado C. A., et al. (2010)

El esquema del modelo se presenta en la Figura 3-15. Se ha realizado un estudio del refinamiento de la malla y para ello se han usado tres mallas: gruesa (1630 elementos), media (3800 elementos) y fina (14080 elementos). En este primer estudio se ha utilizado un modelo basado en energía y el factor de retención de cortante disminuye linealmente hasta cero. En la Figura 3-16 se presentan las tres mallas y en la Figura 3-17 se muestran la tensión en el refuerzo y las relaciones carga-desplazamiento vertical obtenidas de las tres simulaciones.

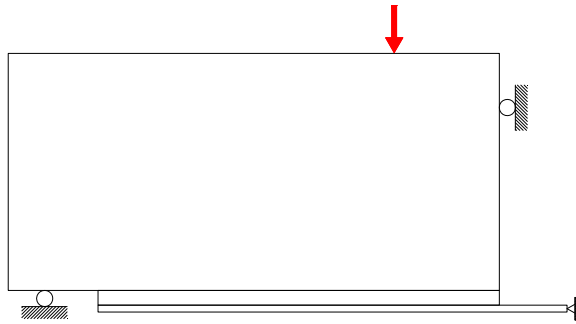


Figura 3-15 Esquema del modelo de elementos finitos

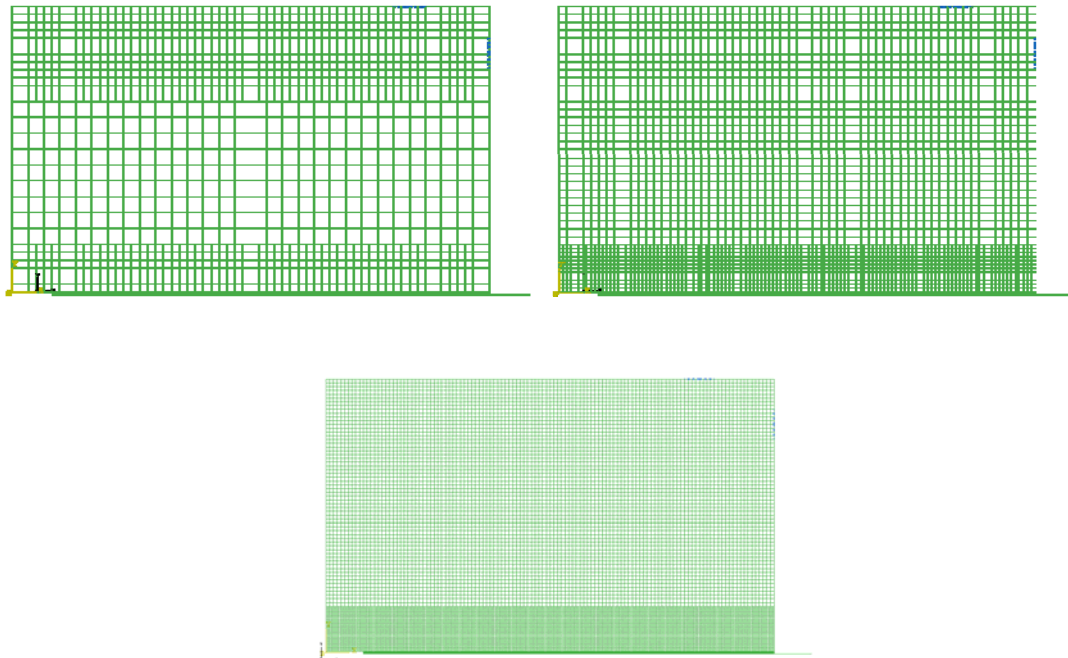


Figura 3-16 Mallas del ensayo beam-test

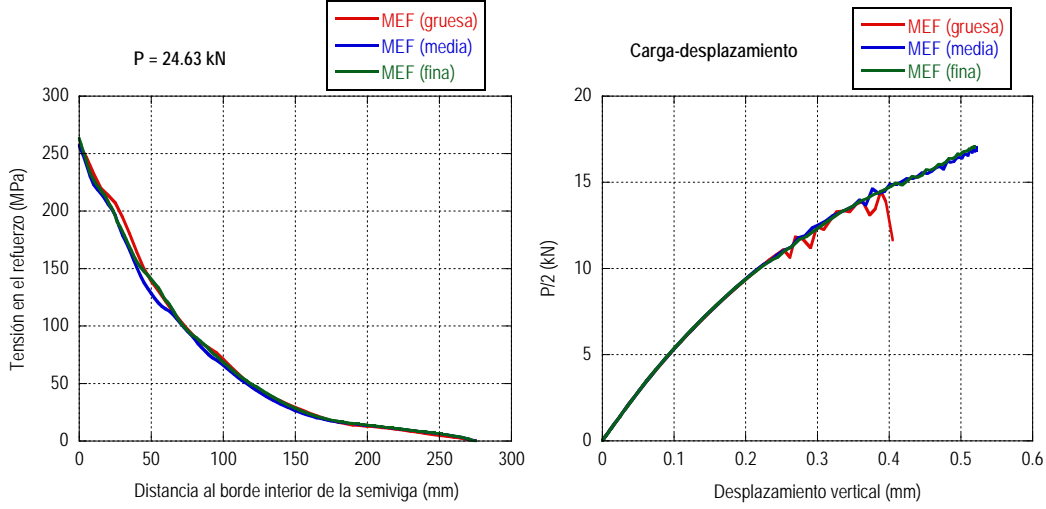


Figura 3-17 Estudio comparativo de la finura de la malla

No se observa gran diferencia en la tensión sobre el refuerzo para la carga de 24.63 kN, que es el promedio de la carga de despegue de los ensayos *beam-test*. No obstante, sí se observa una diferencia en la relación carga-desplazamiento, la carga máxima en el modelo de malla gruesa es inferior en comparación con los otros dos modelos.

Con base en el análisis anterior, se ha considerado conveniente realizar los análisis subsiguientes con la malla de tamaño medio. A continuación se analiza la influencia de la forma del *softening* del hormigón conservando la misma energía de fractura. Para este análisis se ha calculado la energía de fractura G_F con la expresión propuesta por Bazant Zdenek P., et al. (2002):

$$G_F = 2.5\alpha_0 \left(\frac{f_{cm}}{0.051} \right)^{0.46} \left(1 + \frac{d_a}{11.27} \right)^{0.22} \left(\frac{w}{c} \right)^{-0.3},$$

donde α_0 vale la unidad para árido de canto rodado y 1.44 para árido de machaqueo; d_a es el tamaño máximo del árido y w/c la relación agua-cemento. En el caso del hormigón de los ensayos preliminares resulta $G_F = 0.056$ N/mm. Se analizan dos modelos de *softening*, uno lineal y el otro bilineal (Figura 3-18).

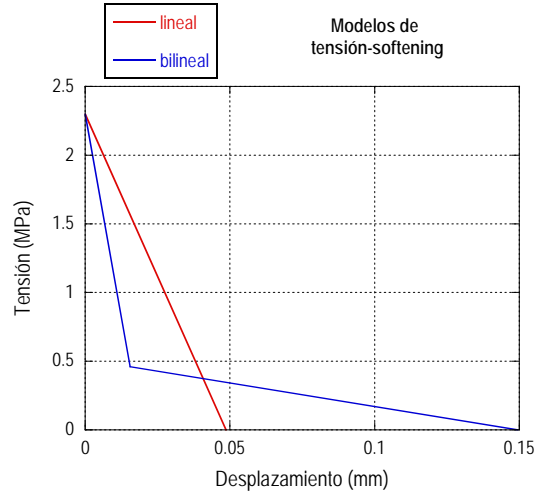
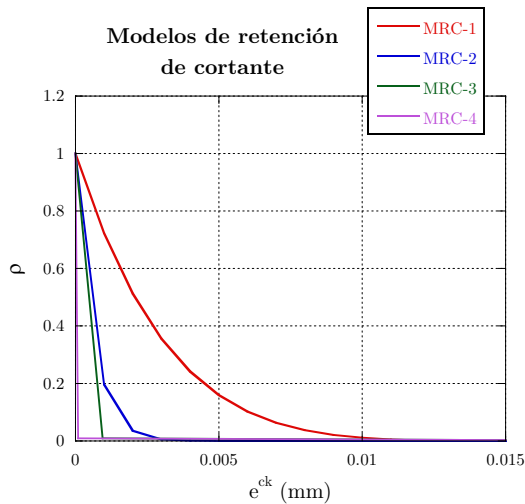


Figura 3-18 Modelos de softening

Además, se analiza la influencia de la forma de la reducción de cortante mediante cuatro modelos, de los cuales dos están descritos por la ley potencial

$$\rho(e^{ck}) = \left(1 - \frac{e^{ck}}{e_{\max}^{ck}}\right)^p,$$

Nótese que para el modelo lineal es $p = 1$. En la Figura 3-19 se muestran los cuatro modelos de retención de cortante. También se impone un desplazamiento de 0.5 mm en el punto de aplicación de la carga.



| Modelo | Tipo | ρ | $\frac{e^{ck}}{e_{\max}^{ck}}$ |
|--------|------------------|--------|--------------------------------|
| MRC-1 | potencial (p=6) | - | - |
| MRC-2 | potencial (p=30) | - | - |
| MRC-3 | bilineal | 0.01 | 20 |
| MRC-4 | bilineal | 0.01 | 200 |

Figura 3-19 Modelos de retención de cortante

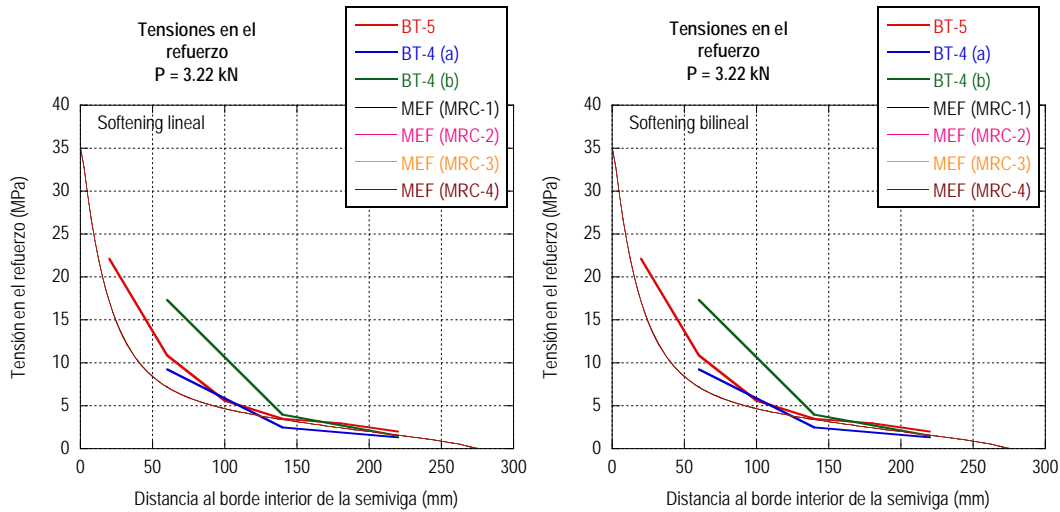


Figura 3-20 Tensión en el refuerzo con para los diferentes modelos de retención de cortante (carga $P=3.22$ kN) Izq. Softening lineal; Der. Softening bilineal

Para la carga $P = 3.22$ kN, los resultados experimentales exhiben mayor tensión en el refuerzo. Sin embargo, también existe una diferencia entre las dos semivigas de la pieza BT-4 que puede deberse a una pequeña excentricidad de la carga o a pequeñas desviaciones de la posición real de la galga con la estipulada. Para este nivel de carga el hormigón se encuentra en estado elástico ya que no existe diferencia entre las diferentes curvas.

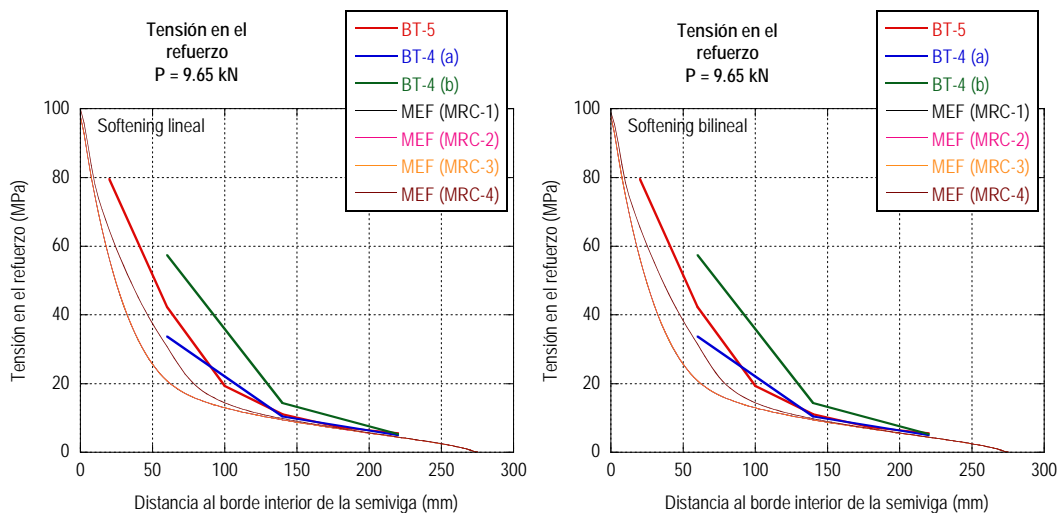


Figura 3-21 Tensión en el refuerzo con para los diferentes modelos de retención de cortante (carga $P=9.65$ kN) Izq. Softening lineal; Der. Softening bilineal

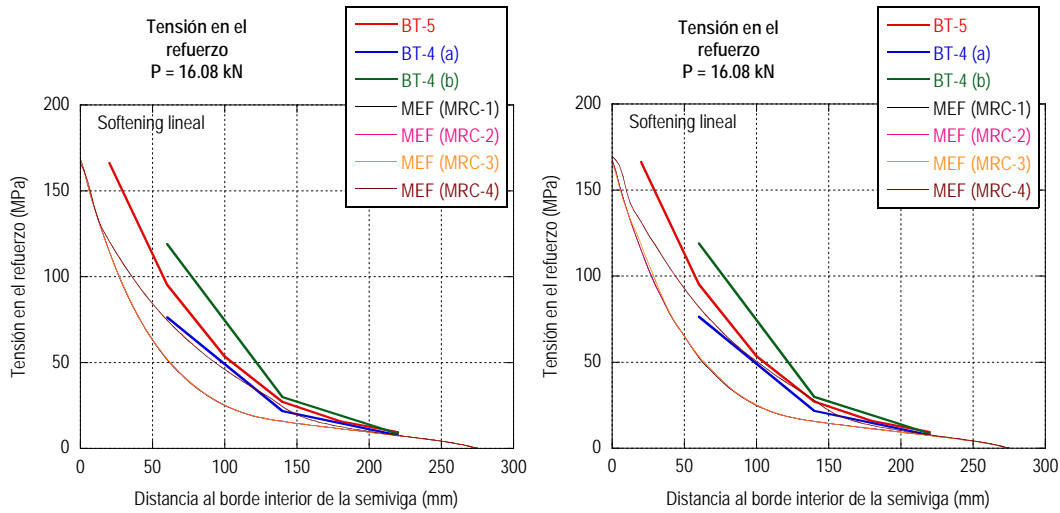


Figura 3-22 Tensión en el refuerzo con para los diferentes modelos de retención de cortante (carga $P=16.08$ kN) Izq. Softening lineal; Der. Softening bilineal

Para la carga $P = 9.65$ kN, se observa una clara diferencia entre el modelo MRC-4 y el resto. El primero se aproxima más a los resultados experimentales. Por otra parte, partiendo del final del refuerzo, se observa que para la carga $P = 16.08$ kN la solución se aproxima aún más a los resultados experimentales, pero conforme se avanza al borde interior éstos se alejan de la solución por elementos finitos. Esto atribuye un pequeño «corrimiento» de la longitud de transmisión debido al daño del borde interior.

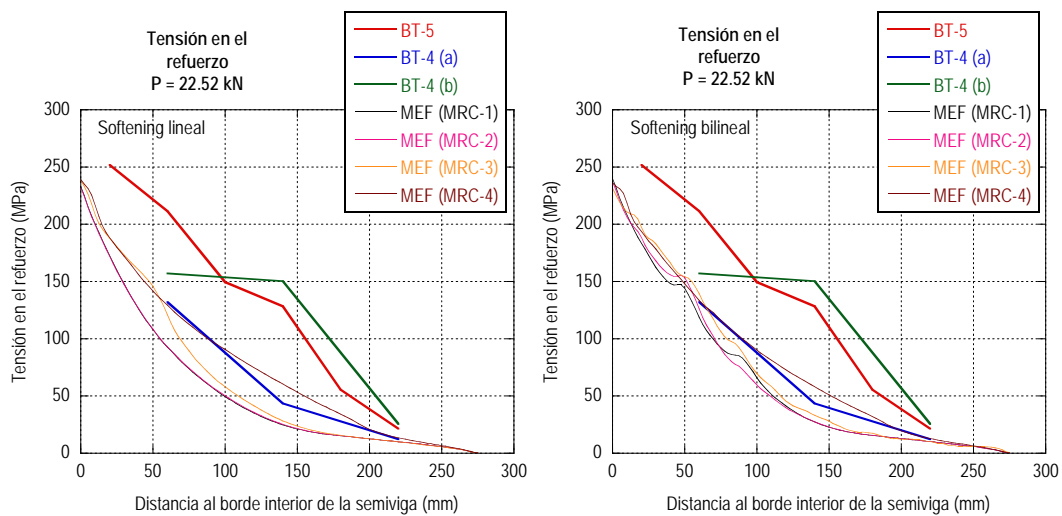


Figura 3-23 Tensión en la banda FRP aplicando diferentes modelos de retención de cortante

Los últimos resultados registrados de las lecturas de las galgas extensométricas se alejan aún más de la solución obtenida por elementos finitos; sin embargo, como se ha hecho mención en el párrafo anterior, esto se atribuye a que se produjo la rotura de una porción del bloque en el borde interior provocando el «corrimiento» de la longitud de transmisión, siendo muy notoria en este último escalón de carga.

En el gráfico de la Figura 3-24 se presenta la carga máxima obtenida para los modelos de retención y de *softening*.

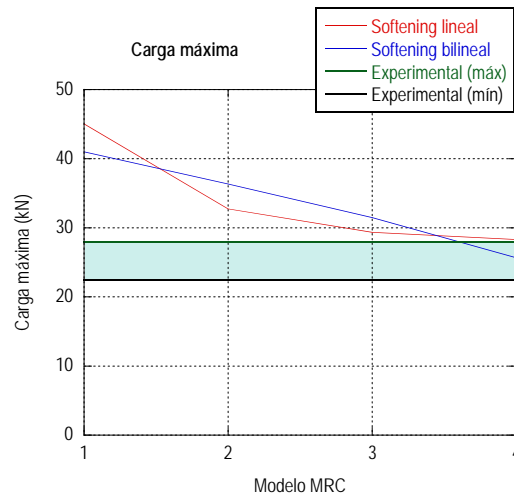


Figura 3-24 Carga máxima obtenida por la simulación por elementos finitos

Aunque la solución por elementos finitos no reproduce fielmente los resultados experimentales debido principalmente a que no existe adherencia perfecta entre los materiales, a la concentración de tensiones en el borde interior que en la experimentación se tradujo en la rotura de una porción del bloque de hormigón, a las hipótesis hechas en la simulación y a la dispersión inherente de las propiedades de los materiales (primordialmente en la de tracción del hormigón); sí puede deducirse que la trabazón de los áridos (fenómeno que reproduce el factor de retención de cortante) tiene poca influencia en el proceso del daño en el hormigón próximo a la unión, como era de esperarse; y que con un modelo de *softening* bilineal como el utilizado conjuntamente con el uso del modelo MRC-4 puede

obtenerse, aunque de manera robusta, una aproximación de la tensión del refuerzo y la carga máxima.

3.4.1 Tracción doble

A continuación se analiza la deformación del refuerzo con tracción en ambos extremos. Con base en los resultados anteriores, se considera conveniente modelizar con una malla de elementos de igual tamaño al de la malla media del análisis anterior, utilizar el modelo *brittle cracking* y definir el comportamiento postfallo por desplazamiento con forma bilineal y emplear el modelo de retención de cortante MRC-4.

Las propiedades y geometría de la sección transversal de la banda FRP son iguales a las del análisis anterior. La capa de adhesivo es de 2 mm de espesor y se ha asumido un comportamiento elástico lineal pues se considera que antes de que éste pase a un estado inelástico, el hormigón habrá fallado debido a su baja resistencia a tracción. Además, se han modelizado cuatro bloques de hormigón de altura 100 mm y largo de 100, 200, 400 y 600 mm con el fin de analizar la influencia de la longitud adherida (Figura 3-25). Al igual que en el caso anterior, se ha considerado que existe adhesión perfecta entre el material compuesto y el adhesivo y entre éste y el hormigón. También se analiza para diferentes valores de β (relación entre las fuerzas en los extremos del material compuesto). Los datos de los materiales se resumen en la Tabla 3-3 y en la Figura 3-26 se muestra la tensión en el refuerzo para los casos analizados.

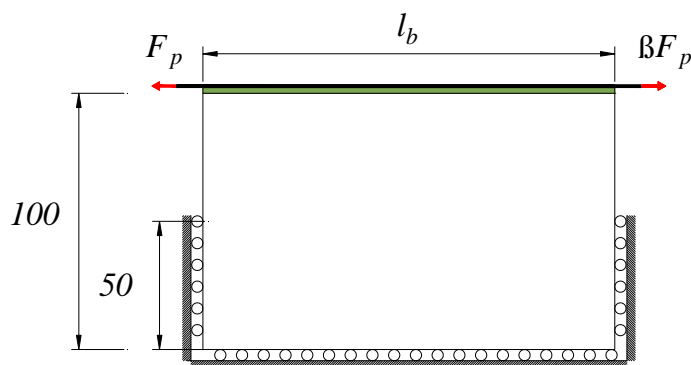


Figura 3-25 Esquema del modelo de elementos finitos para el caso de tracción doble

Tabla 3-3 Propiedades de los materiales utilizadas en la simulación por elementos finitos. Tracción doble

| Propiedad | Hormigón | FRP | Adhesivo |
|-------------------------------|----------|------|----------|
| Módulo de Young (GPa) | 23.5 | 165 | 12.8 |
| Coefficiente de poisson | 0.2 | 0.2 | 0.3 |
| Resistencia a tracción (MPa) | 2.3 | - | - |
| Energía de fractura (N/mm) | 0.056 | - | - |
| Densidad (kg/m ³) | 2400 | 1600 | 1770 |

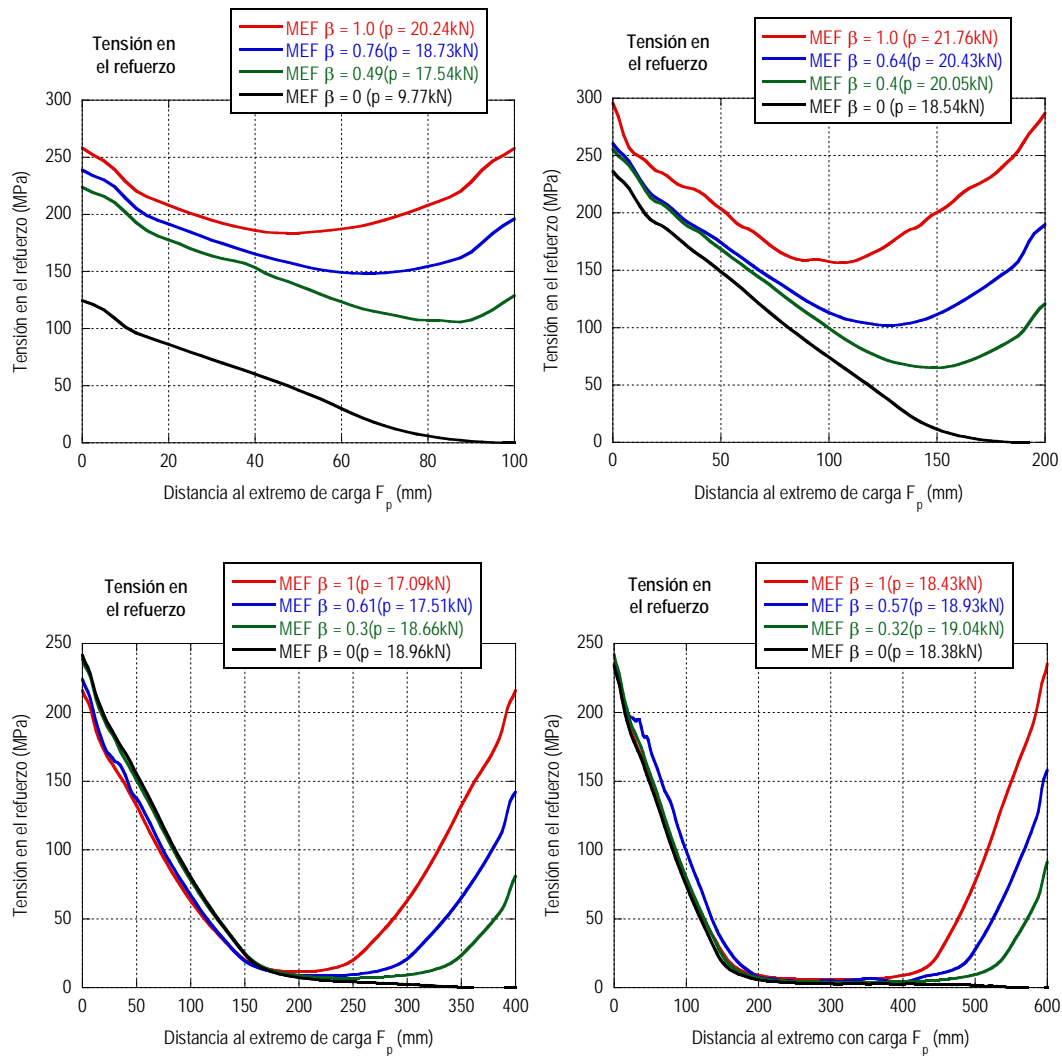


Figura 3-26 Tensión en el refuerzo obtenida de la simulación por elementos finitos para diferentes longitudes de la longitud adherida y para diferentes valores del factor β

Para el bloque de 100 mm se observa que para $\beta > 0$ la carga máxima aumenta debido a que la banda FRP soporta en gran parte las tracciones, en otras palabras, la transferencia de tensiones al hormigón es menor. Para el bloque de 200 mm existe un leve aumento de la carga máxima para $\beta > 0$, pues la longitud adherida es mayor y por tanto para $\beta = 0$ existe mayor transferencia de tensiones; de hecho, a partir del gráfico del bloque de 400mm puede deducirse que la longitud eficaz es ligeramente superior a 200 mm. Por ello, la fuerza máxima es muy similar en los bloques de 200 mm y 400 mm con $\beta = 0$.

En el caso del bloque de 400 mm, existe una leve disminución de la carga máxima al aumentar el factor β , esto se atribuye a que la tracción en el extremo opuesto induce una disminución de la longitud de transferencia de tensiones. En efecto, si la longitud de transmisión es inferior a la longitud efectiva, la carga máxima será menor. Este hecho puede corroborarse en el bloque de 600 mm, en el que la longitud adherida es superior a dos veces la longitud efectiva, por tanto la carga es muy similar para los diferentes valores de β .

Asumiendo una longitud efectiva de 220 mm, en el gráfico de la Figura 3-27 se representa la variación de la fuerza máxima con la relación $F_p(\beta)/F_p(\beta=0)$ para las diferentes relaciones l_b/l_{be} analizadas.

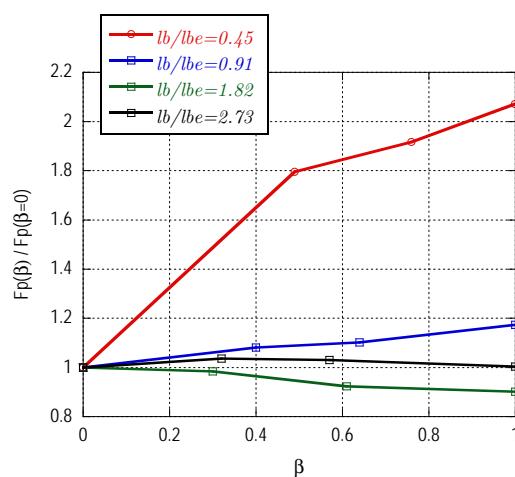


Figura 3-27 Variación de la fuerza máxima para las relaciones $l_b/l_e = 0.5$ y $l_b/l_e = 2$ usando diferentes valores de β

CAPÍTULO 4

Plan experimental

4.1 Justificación

En el refuerzo de vigas de hormigón a flexión es común el uso de bandas fabricadas por pultrusión, ya que la aplicación del material compuesto realizada in situ requiere de un control riguroso como se ha mencionado en capítulos precedentes. Análogamente, los materiales compuestos de fibra de carbono son los más utilizados en el citado ámbito. Por otra parte, la gran mayoría de los ensayos de adherencia son de corte puro, y los ensayos tipo viga aún son insuficientes para la caracterización de varios sistemas de refuerzo. Por todo esto, se ha caracterizado el sistema de refuerzo con bandas CFRP encoladas con resina epoxi mediante ensayos de tipo *beam-test*. Habiendo estudiado la longitud eficaz de adherencia para los hormigones analizados, se ha encontrado que la geometría de los ensayos *beam-test* recogida en la norma UNE-EN-10080 (viga Tipo A) se ajusta a los requerimientos.

4.2 Materiales

La banda CFRP y la resina utilizados en el presente estudio pertenecen a la familia de productos de refuerzo de la compañía Sika® y fueron facilitados por Betazul, S.A. El material compuesto tiene un ancho de 50 mm y 1.2 mm de espesor. La resina es bicomponente de base epoxi. Las propiedades mecánicas del refuerzo y del adhesivo se han obtenido de la ficha técnica del fabricante. Adicionalmente, se ensayaron probetas de resina según la norma UNE-EN 12190:1999. Las piezas se fabricaron con hormigón convencional. De cada hormigón se fabricaron 12 probetas cilíndricas, de las cuales 6 se destinaron a la obtención de la resistencia a compresión a 7, 14 y 28 días. Las seis restantes se dividieron en dos grupos, uno por cada espesor de adhesivo. De cada grupo se ensayó una probeta a compresión y

dos a tracción (ensayo brasileño) el día de la ejecución de los ensayos. Las siguientes tablas resumen las propiedades de los materiales.

Tabla 4-1 Propiedades del hormigón

| Hormigón | Resistencia a compresión a 28 días (MPa) | Resistencia a compresión al comienzo de los ensayos (MPa)* | Resistencia a tracción al comienzo de los ensayos (MPa)* |
|----------|--|--|--|
| H-20 | 23.30 | 27.15 | 2.34 |
| H-40 | 42.20 | 46.20 | 4.25 |
| H-60 | 66.70 | 68.6 | 5.60 |

* Promedio de todas las probetas ensayadas durante la ejecución de los ensayos.

Tabla 4-2 Propiedades del material compuesto

| Producto FRP | Densidad (g/cm ³) | Contenido volumétrico de fibras (%) | Resistencia a tracción (MPa) | Módulo de tracción (GPa) | Coefficiente de Poisson | Elongación (%) |
|-----------------|-------------------------------|-------------------------------------|------------------------------|--------------------------|-------------------------|----------------|
| Sika® CarboDur® | 1.6 | 68 | 3100 | 165 | - | 1.7 |

Tabla 4-3 Propiedades del adhesivo

| Adhesivo | Resistencia a compresión* (MPa) | Resistencia a corte** (MPa) | Resistencia a tracción** (MPa) | Módulo a compresión (MPa) | Módulo a tracción (MPa) |
|---------------|---------------------------------|-----------------------------|--------------------------------|---------------------------|-------------------------|
| Sikadur® - 30 | 50 – 60 (78.5)*** | 3 - 5 | 18 - 21 | 9600 | 11200 |

* Resistencia para una temperatura de +10°C y un tiempo de curado de 1 día.

** Resistencia para una temperatura de +15° C y un tiempo de curado de 1 día.

*** Resistencia obtenida del ensayo según la norma UNE 12190:1999.

4.3 Descripción del plan de ensayos

En la presente investigación se cubren 3 resistencias nominales de hormigón (20 40 y 60 MPa) y dos espesores nominales de la capa de adhesivo (2 y 3 mm). A fin de estandarizar una longitud adherida se ha adoptado la expresión propuesta por el Código Modelo (2010) para el cálculo de la longitud eficaz de adherencia

$$l_{be} = 0.6 \sqrt{\frac{E_p t_p}{k_b f_{ctm}}} ,$$

siendo k_b un factor de forma que se calcula como sigue:

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - b_p/b}{1 + b_p/b}} \geq 1$$

De acuerdo con los datos del ensayo, k_b tiene un valor de 1 y la longitud máxima de adherencia para cada resistencia de hormigón (calculada según el Model Code 2010) se muestra en la siguiente tabla.

| Hormigón | f_{ctm} (EHE-08) (MPa) | f_{ctm} (MC 2010) (MPa) | l_{be} (mm) |
|----------|-----------------------------|------------------------------|---------------|
| H-20 | 2.21 | 2.21 | 219 |
| H-40 | 3.51 | 3.51 | 195 |
| H-60 | 4.49 | 4.35 | 185 |

Con base en los resultados anteriores se optó por pegar el refuerzo una longitud de 22 cm en cada semiviga. Además, para evitar la concentración excesiva de tensiones en los bordes interiores se ha dejado un bisel en el borde interior de cada semiviga tal como se muestra en la Figura 4-1. El resumen de los ensayos se presenta en la Tabla 4-4.

Tabla 4-4 Resumen del plan experimental

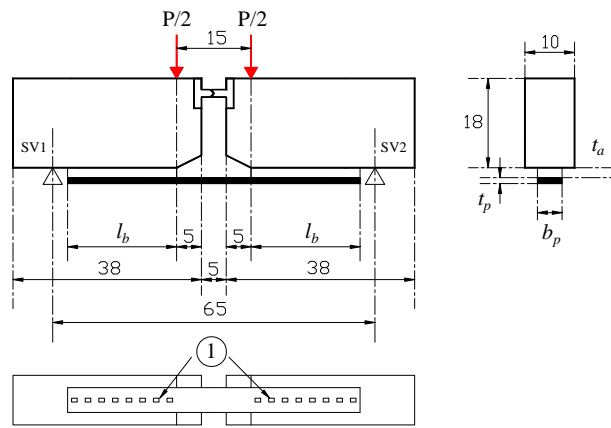
| Plan de ensayos | | |
|---------------------------------------|----------|------------------------------|
| Número de ensayos <i>beam-test</i> | Hormigón | Espesor del adhesivo (mm) |
| 5 | H-20 | 2 |
| 5 | H-20 | 3 |
| 5 | H-40 | 2 |
| 5 | H-40 | 3 |
| 5 | H-60 | 2 |
| 5 | H-60 | 3 |

Los escalones de carga se definieron en función de incrementos constantes de la tensión media de adherencia con valor de 0.15 MPa. Asumiendo un brazo mecánico de 15.3 cm, se tiene que la tensión media de adherencia viene dada por

$$\tau_m = \frac{0.817P}{l_b b_p} ,$$

donde P es la carga total aplicada en el ensayo, l_b la longitud adherida (220 mm) y b_p el ancho de la banda FRP (50 mm). De esta manera, los incrementos de carga resultan de 202 kg.

Cada incremento de carga se realizó en un lapso de 30 segundos y se mantuvo la pieza bajo carga sostenida durante 2 minutos antes del siguiente incremento de carga (tiempo de estabilización). En la configuración del programa informático de los escalones de carga se ha tomado en consideración el peso del cabezal (25.53 kg). En la Figura 4-1 se muestra el esquema del ensayo.



1. Galgas extensométricas @22/8 cm

Figura 4-1 Esquema del ensayo

4.4 Preparación y montaje de las piezas

Todo el proceso del plan experimental se llevó a cabo en el Laboratorio Central de INTEMAC. En la Figura 4-2 se muestra la fabricación de las piezas y las probetas cilíndricas para el control de la resistencia.



Figura 4-2 Izq. Fabricación de las piezas. Der. Probetas cilíndricas

Antes de pegar el refuerzo se preparó la superficie dejando el árido visto con cincel y eliminando los fragmentos débiles con cepillo (Figura 4-3). Con la finalidad de obtener un parámetro de las condiciones de la superficie se obtuvo una medida de la rugosidad siguiendo el procedimiento recomendado por la norma sueca SIS 81 20 05 que se adjunta como anejo en la guía de la FIP “*Shear at the interface of precast and in situ concrete*”. El procedimiento consiste en definir 3 líneas de 5 cm en cada dirección y bien distribuidas en la superficie, y con un comparador de superficie tomar 10 medidas repartidas en cada línea (Figura 4-4).



Figura 4-3 Preparación de la superficie

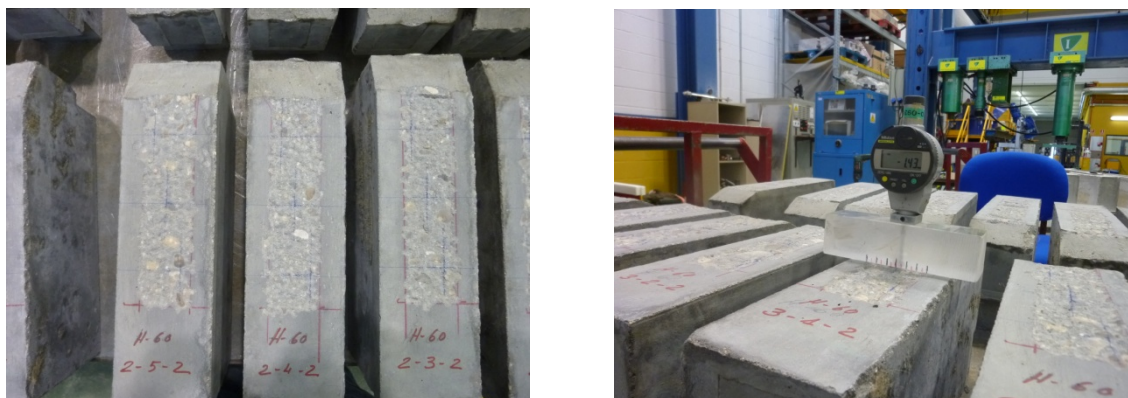


Figura 4-4 Medida de la rugosidad. Izq. Trazado de líneas de guía. Der. Comparador.

Para controlar el espesor del adhesivo se dispusieron dos guías de madera en los costados y a lo largo de la pieza (Figura 4-5).

El refuerzo se adhirió a los sustratos de hormigón a los 28 días de acuerdo con las indicaciones de la ficha técnica del fabricante. En la Figura 4-6 se muestra la colocación y presentación de la banda FRP. Se extendió una cantidad suficiente de resina sobre el hormigón para evitar la presencia de huecos o vacíos. Con el mismo objetivo, se ejerció presión sobre la banda en diferentes puntos a lo largo de la misma con una pequeña guía de madera que apoyaba sobre las guías laterales para mantener el espesor de la capa del adhesivo, a continuación se retiró el excedente de resina. Posteriormente se pasó un rodillo metálico, retirándose nuevamente el excedente de resina. Para finalizar, se colocó una pieza metálica en cada semiviga que apoyaba sobre las guías laterales para evitar cualquier posible descolocación accidental (Figura 4-7).



Figura 4-5 Guías para el control del espesor de la capa del adhesivo.



Figura 4-6 Colocación del adhesivo y presentación de la banda FRP.



1



2



3



4

Figura 4-7 Presión y retirada de excedente de resina.

A lo largo de toda la longitud adherida se colocaron 8 galgas extensométricas en cada semiviga con la distribución indicada en la Figura 4-1. La lectura de las galgas se realizó mediante un módulo de adquisición de datos MGC Plus controlado por ordenador mediante el software catman®. La frecuencia de muestreo en las primeras 5 piezas (H20-2-1 a H20-2-5) fue de 10 lecturas por segundo, en los subsiguientes ensayos se aumentó a 20 con la finalidad de encontrar un posible efecto “cremallera” en la distribución de las tensiones en la interfaz FRP-Hormigón unos instantes antes de la rotura. Sin embargo, debido a la gran cantidad de datos generada a partir de las piezas H40-3, la frecuencia de muestreo se redujo nuevamente a diez, ya que se consideró que 10 lecturas por segundo eran suficientes para captar cualquier efecto antes de la rotura. Además de que cualquier fenómeno generado en lapsos de 5 centésimas de segundo pierde interés práctico y no forma parte de los objetivos de la Tesis. En la Figura 4-8 se muestra el equipo de adquisición de datos.

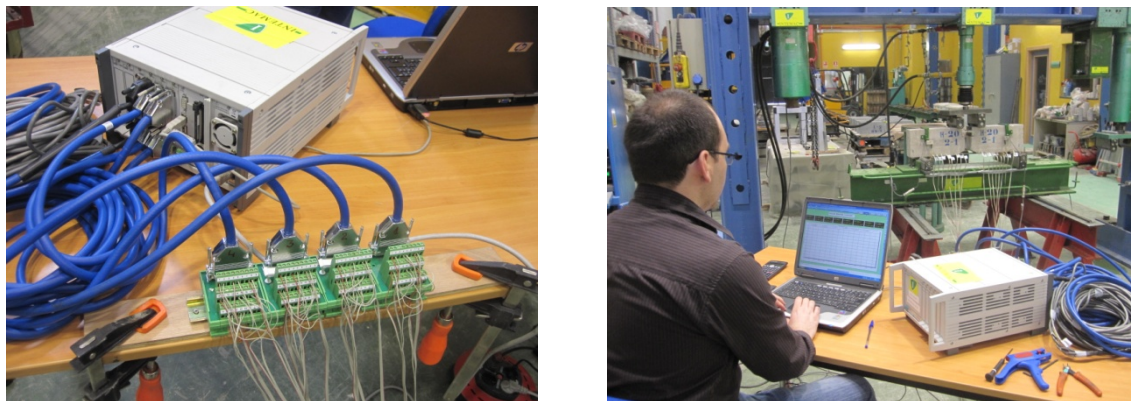


Figura 4-8 Equipo de adquisición de datos.

4.5 Resultados experimentales

4.5.1 Carga de rotura

El resumen de la carga y tiempo de rotura, tracción sobre la banda y tensión media adherencia se presenta en las Tablas 4-5 a 4-6.

Tabla 4-5 Carga y tiempo de rotura de las piezas H20

| Probeta | Carga de rotura P (kN) | Semiviga en la que despegó la banda FRP | Tracción sobre la banda FRP (kN) | Tensión media de adherencia τ_m (MPa) | Tiempo en el que se produjo el fallo (s) | Promedio de τ_m (MPa) |
|---------|------------------------|---|----------------------------------|--|--|----------------------------|
| H202-1 | 30.30 | 2 | 24.75 | 2.25 | 2133 | 2.21 |
| H202-2 | 30.30 | 2 | 24.75 | 2.25 | 2176 | |
| H202-3 | 34.34 | 2 | 28.05 | 2.55 | 2481 | |
| H202-4 | 30.30 | 2 | 24.75 | 2.25 | 2135 | |
| H202-5 | 30.30 | 2 | 24.75 | 2.25 | 2130 | |
| H203-1 | 31.33 | 1 | 25.59 | 2.33 | 2265 | |
| H203-2 | 28.28 | 1 | 23.10 | 2.10 | 2005 | |
| H203-3 | 28.28 | 1 | 23.10 | 2.10 | 1994 | |
| H203-4 | 26.26 | 2 | 21.45 | 1.95 | 1900 | |
| H203-5 | 28.28 | 1 | 23.10 | 2.10 | 1982 | |

Tabla 4-6 Carga y tiempo de rotura de las piezas H40

| Probeta | Carga de rotura P (kN) | Semiviga en la que despegó la banda FRP | Tracción sobre la banda FRP (kN) | Tensión media de adherencia τ_m (MPa) | Tiempo en el que se produjo el fallo (s) | Promedio de τ_m (MPa) |
|---------|------------------------|---|----------------------------------|--|--|----------------------------|
| H402-1 | 42.42 | 1 | 34.65 | 3.15 | 3089 | 2.98 |
| H402-2 | 38.38 | 2 | 31.35 | 2.85 | 2777 | |
| H402-3 | 36.36 | 2 | 29.70 | 2.70 | 2655 | |
| H402-4 | 36.36 | 2 | 29.70 | 2.70 | 2630 | |
| H402-5 | 34.34 | 2 | 28.05 | 2.55 | 2511 | |
| H403-1 | 46.46 | 2 | 37.95 | 3.45 | 3340 | |
| H403-2 | 46.46 | 1 | 37.95 | 3.45 | 3364 | |
| H403-3 | 40.40 | 2 | 33.00 | 3.00 | 2907 | |
| H403-4 | 39.32 | 1 | 32.12 | 2.92 | 2864 | |
| H403-5 | 40.40 | 1 | 33.00 | 3.00 | 2929 | |



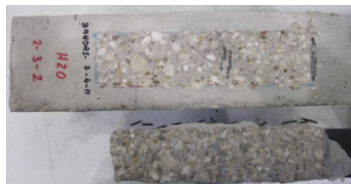
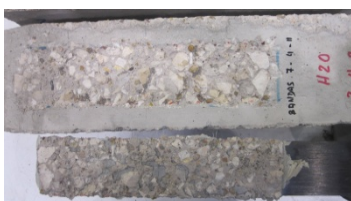


Tabla 4-7 Carga y tiempo de rotura de las piezas H60

| Probeta | Carga de rotura P (kN) | Semiviga en la que despegó la banda FRP | Tracción sobre la banda FRP (kN) | Tensión media de adherencia τ_m (MPa) | Tiempo en el que se produjo el fallo (s) | Promedio de τ_m (MPa) |
|---------|------------------------|---|----------------------------------|--|--|----------------------------|
| H602-1 | 54.53 | 1 | 44.55 | 4.05 | 3949 | 4.42 |
| H602-2 | 56.55 | 1 | 46.20 | 4.20 | 4169 | |
| H602-3 | 52.51 | 2 | 42.90 | 3.90 | 3811 | |
| H602-4 | 52.51 | 1 | 42.90 | 3.90 | 3872 | |
| H602-5 | 48.48 | 2 | 39.60 | 3.60 | 3557 | |
| H603-1 | 68.67 | 1 | 56.10 | 5.10 | 5000 | |
| H603-2 | 68.67 | 1 | 56.10 | 5.10 | 5047 | |
| H603-3 | 64.63 | 1 | 52.80 | 4.80 | 4791 | |
| H603-4 | 60.59 | 1 | 49.50 | 4.50 | 4393 | |
| H603-5 | 68.06 | 1 | 55.60 | 5.05 | 4970 | |

4.5.2 Descripción del modo de fallo

A continuación se presenta la descripción del fallo en cada una de las piezas acompañada de un registro fotográfico.

Tabla 4-8 Descripción del fallo en las piezas H20

| Probeta | Descripción del fallo y observaciones | Imagen |
|---------|---------------------------------------|--|
| H202-1 | El fallo se produjo en el hormigón |  |
| H202-2 | El fallo se produjo en el hormigón |  |
| H202-3 | El fallo se produjo en el hormigón |  |
| H202-4 | El fallo se produjo en el hormigón |  |
| H202-5 | El fallo se produjo en el hormigón |  |
| H203-1 | El fallo se produjo en el hormigón. |  |

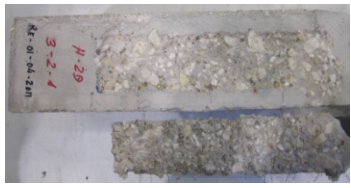


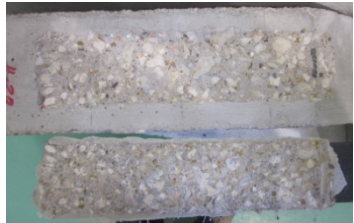

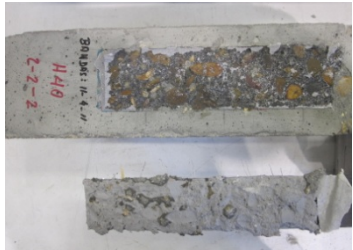





| Probeta | Descripción del fallo y observaciones | Imagen |
|---------|---------------------------------------|---|
| H203-2 | El fallo se produjo en el hormigón |  |
| H203-3 | El fallo se produjo en el hormigón |  |
| H203-4 | El fallo se produjo en el hormigón |  |
| H203-5 | El fallo se produjo en el hormigón |  |

Tabla 4-9 Descripción del fallo en las piezas H40

| Probeta | Observaciones | Imagen |
|---------|--|--|
| H402-1 | El fallo se produjo en la interfaz adhesivo-hormigón. En la zona próxima al borde exterior, una pequeña porción de hormigón desprendió del bloque rompiendo un árido de tamaño máximo. |  |
| H402-2 | El fallo se produjo en la interfaz adhesivo-hormigón en su mayor parte. Pequeñas porciones de hormigón quedaron adheridas al adhesivo, al igual que porciones de adhesivo quedaron en el bloque. |  |

| Probeta | Observaciones | Imagen |
|---------|---|--|
| H402-3 | Igual a la pieza H402-2, con la diferencia de que en la zona próxima al borde exterior se desprendió mayor cantidad de hormigón. |  |
| H402-4 | Igual a la pieza H402-3, pero con mayor cantidad de hormigón desprendido en la zona próxima al borde exterior, y con algunos áridos rotos. |  |
| H402-5 | Igual a la pieza H402-2. |  |
| H403-1 | El fallo se produjo en su mayor parte en el hormigón, en una capa de aproximadamente 1mm de espesor. También falló la adherencia entre el adhesivo y la banda FRP en un segmento de 5cm a partir del extremo. Cabe señalar que una parte de dicho segmento, una parte del adhesivo quedó adherida al bloque de hormigón (3cm) y el resto partió en 2 trozos desprendiéndose de ambos adherentes. Dichos trozos llevaban también consigo una delgada capa de hormigón. |  |
| H403-2 | El fallo se produjo en el hormigón, en una delgada capa de aproximadamente 1 mm de espesor, mas no toda la capa del adhesivo quedó adherida a la banda FRP, un pequeño trozo también despegó de ésta. Además, un fragmento de hormigón desprendió del borde interior de la semiviga. El indicio se presentó segundos antes del fallo al escucharse un crujido. |  |

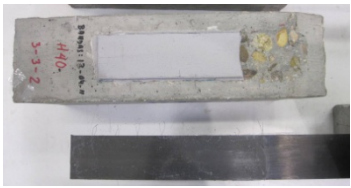

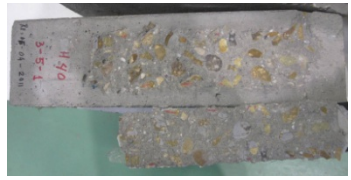
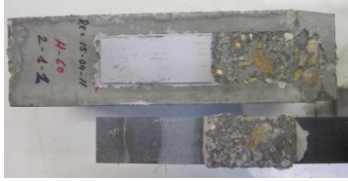
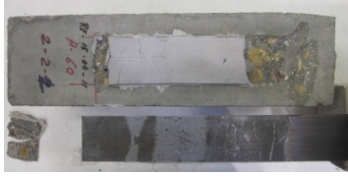
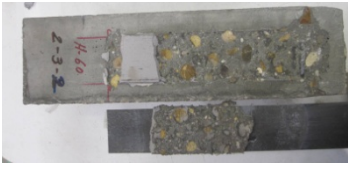
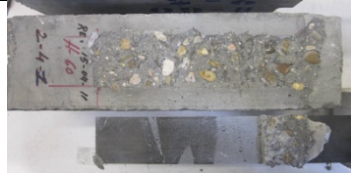
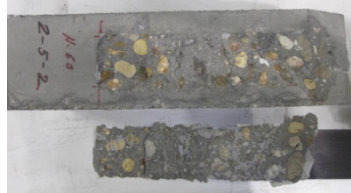
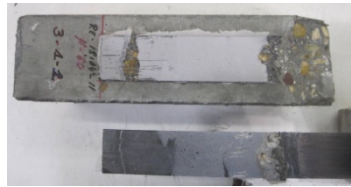
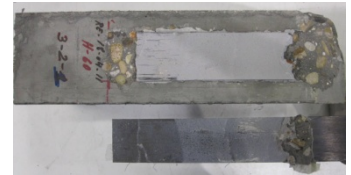
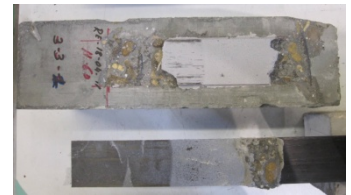
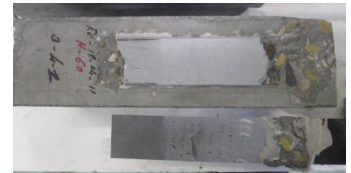
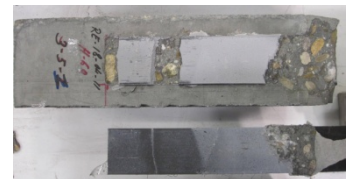
| Probeta | Observaciones | Imagen |
|---------|--|--|
| H403-3 | El fallo se produjo en la interfaz FRP-adhesivo en su mayor parte. Un trozo de adhesivo de 5.5 cm a partir del borde interior despegó de ambos adherentes llevándose consigo una delgada capa de hormigón. |  |
| H403-4 | El fallo se produjo en el hormigón. La resina fracturó transversalmente aproximadamente a 4cm del borde interior pero no despegó de la banda FRP. |  |
| H403-5 | El fallo se produjo en el hormigón. La resina fracturó aproximadamente a 6cm a partir del borde interior pero no despegó de la banda FRP. |  |

Tabla 4-10 Descripción del fallo en las piezas H60

| Probeta | Observaciones | Imagen |
|---------|--|--|
| H602-1 | El fallo se produjo en la interfaz adhesivo-hormigón y en la interfaz FRP-adhesivo. La resina llevaba consigo hormigón, pero no era una capa bien definida. Unos segundos antes del fallo se escuchó un crujido, al mismo tiempo que aumentaba la deformación súbitamente de algunas de las galgas extensométricas, esto se debió a que rompió la resina transversalmente. |  |
| H602-2 | Fallo similar al de la pieza H602-1, excepto por no haber quedado libre de resina la banda FRP. |  |
| H602-3 | El adhesivo rompió en cuatro secciones, un trozo quedó adherido al hormigón y otro a la banda FRP. Los restantes, despegaron de ambos adherentes y llevaban consigo hormigón, pero no era una capa bien definida. |  |

| Probeta | Observaciones | Imagen |
|---------|--|--|
| H602-4 | El fallo se produjo en la interfaz adhesivo-hormigón y en la FRP-adhesivo excepto por una porción cercana al borde interior que quedó adherida a la banda. |  |
| H602-5 | El fallo se produjo en la interfaz adhesivo-hormigón. La resina rompió transversalmente en dos secciones, pero no despegó de la banda FRP. |  |
| H603-1 | La rotura se caracterizó por el fallo de la adherencia FRP-adhesivo excepto por dos pequeños trozos, de los cuales uno quedó adherido a la banda y el otro despegó de ambos adherentes. Éste último llevaba consigo claramente mayor cantidad de hormigón adherido en comparación con lo observado en las piezas H602. |  |
| H603-2 | Fallo similar al de la pieza H603-1 |  |
| H603-3 | El fallo fue similar al de la pieza H603-2, sólo que con mayor cantidad de adhesivo desprendido de ambos adherentes en la zona del extremo. |  |
| H603-4 | Similar al fallo de la pieza H603-2 |  |
| H603-5 | Similar al fallo de la pieza H603-1 |  |

Las medidas del comparador de superficie se emplearon para obtener el espesor promedio de la capa de hormigón que desprendió de las piezas H202 y H203 ya que el fallo en todas ellas se produjo en el hormigón. En la siguiente tabla se recoge la citada información y como puede observarse, la capa de hormigón que desprendió está entre 1 y 2 mm aproximadamente.

Tabla 4-11 Resumen del plan experimental

| Pieza | Semiviga | Rugosidad antes del ensayo | Rugosidad después del ensayo | Promedio de las lecturas del comparador antes del ensayo | Promedio de las lecturas del comparador después del ensayo | Espesor promedio de la capa que se desprendió del bloque |
|-------|----------|----------------------------|------------------------------|--|--|--|
| H2021 | 1 | 0.84 | - | -1.02 | - | - |
| | 2 | 0.63 | 0.90 | -0.74 | -2.35 | 1.61 |
| H2022 | 1 | 0.79 | - | -1.07 | - | - |
| | 2 | 0.80 | 0.91 | -1.24 | -2.65 | 1.41 |
| H2023 | 1 | 0.71 | - | -1.06 | - | - |
| | 2 | 0.72 | 0.81 | -1.38 | -3.62 | 2.24 |
| H2024 | 1 | 0.56 | - | -1.12 | - | - |
| | 2 | 0.57 | 0.91 | -1.11 | -2.89 | 1.78 |
| H2025 | 1 | 0.80 | - | -1.69 | - | - |
| | 2 | 0.87 | 0.94 | -1.45 | -2.66 | 1.21 |
| H2031 | 1 | 0.70 | 0.78 | -1.49 | -2.88 | 1.39 |
| | 2 | 0.96 | - | -1.46 | - | - |
| H2032 | 1 | 0.76 | 0.99 | -1.39 | -2.82 | 1.43 |
| | 2 | 0.68 | - | -1.23 | - | - |
| H2033 | 1 | 0.75 | 0.97 | -1.42 | -2.84 | 1.42 |
| | 2 | 0.64 | - | -1.27 | - | - |
| H2034 | 1 | 0.75 | - | -1.11 | - | - |
| | 2 | 0.64 | 0.85 | -1.16 | -2.14 | 0.98 |
| H2035 | 1 | 0.70 | 0.86 | -1.31 | -2.26 | 0.95 |
| | 2 | 0.73 | - | -1.12 | - | - |

CAPÍTULO 5

Análisis de resultados

En el presente capítulo se recoge el análisis de resultados de los ensayos experimentales. Las probetas están identificadas de la siguiente manera: la primera letra y los subsiguientes dos dígitos indican el tipo de hormigón (H20, H40 o H60); el siguiente número indica el espesor del adhesivo (2 o 3 mm) y, finalmente, el último dígito indica el número de la pieza.

5.1. Carga de despegue

En el capítulo 4 se detalla el modo de fallo en cada uno de los ensayos. En términos generales, en todas las piezas H20 el fallo se produjo en el hormigón. En las piezas H402 el fallo se produjo en la interfaz adhesivo-hormigón con pequeña cantidad de hormigón desprendido. En cambio, en las piezas con 3 mm de adhesivo, el fallo se produjo en la interfaz FRP-adhesivo y/o en el hormigón. Finalmente, en las piezas H602 y H603 el fallo se dio por una combinación de la interfaz adhesivo-FRP, interfaz adhesivo-hormigón y roturas transversales del adhesivo.

Naturalmente, la carga de rotura aumenta con la resistencia del hormigón. Sin embargo, el efecto del espesor del adhesivo en la carga de rotura no se traduce en un incremento en todos los casos. En las piezas H202 en particular, se encontró que la fuerza de despegue es ligeramente superior, esto se atribuye a que el hormigón fue el elemento limitativo. En la Figura 5-1 se representa la fuerza sobre el laminado que produjo el despegue de cada una de las piezas contra la resistencia del hormigón.

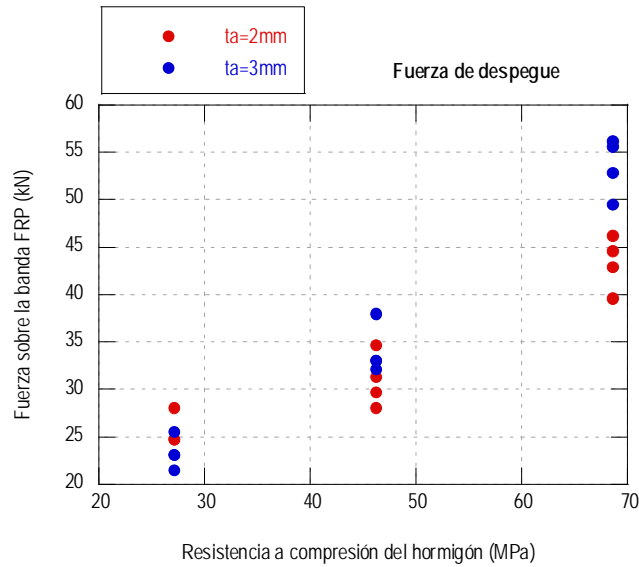


Figura 5-1 Fuerza de despegue

Para cumplir con las condiciones de frontera, se ha analizado un modelo potencial con el objeto de que se cumpla que para un valor nulo de la resistencia a compresión del hormigón, el resultado de la fuerza de despegue también sea nulo. Los parámetros del modelo se obtienen mediante regresión lineal del modelo transformado aplicando logaritmos a todas las variables, es decir

$$\ln F_{pu} = b_1 + b_2 \ln f_{cm}$$

En la Tabla 5-1 se recoge el resultado de la regresión del modelo logarítmico y los valores correspondientes del modelo en valores de las variables originales.

Tabla 5-1 Bondad del ajuste de los modelos logarítmico y estimado

| | R^2 ajustado | Error típico | Error relativo (%) |
|--|----------------|--------------|--------------------|
| Modelo para $t_a = 2 \text{ mm}$ | | | |
| Modelo logarítmico | 0.8662 | 0.0862 | 0.0248 |
| Modelo estimado | 0.8329 | 2.8921 | 0.0877 |
| Modelo para $t_a = 3 \text{ mm}$ | | | |
| Modelo logarítmico | 0.9548 | 0.0769 | 0.0216 |
| Modelo estimado | 0.9468 | 2.8887 | 0.0776 |

En la tabla anterior puede observarse que la bondad del ajuste se reduce ligeramente al llevar a cabo la transformación a valores de las variables originales. Análogamente, lo mismo puede deducirse del error relativo.

Tabla 5-2 *Parámetros del modelo logarítmico*

| | Coefficientes | Estadístico t | valor p |
|--|---------------|-----------------|------------|
| Modelo para $t_a = 2 \text{ mm}$ | | | |
| b_1 | 1.3488 | 6.0479 | 4.1129E-05 |
| b_2 | 0.5610 | 9.5745 | 2.9727E-07 |
| Modelo para $t_a = 3 \text{ mm}$ | | | |
| b_1 | 0.1493 | 0.7505 | 4.6634E-01 |
| b_2 | 0.9006 | 17.2301 | 2.4694E-10 |

Finalmente, el modelo obtenido para el cálculo de la fuerza de despegue se muestra en la siguiente ecuación

$$\widehat{F_{pu}} = \begin{cases} 3.853 f_{cm}^{0.56} & \text{para } t_a = 2 \text{ mm} \\ 1.161 f_{cm}^{0.9} & \text{para } t_a = 3 \text{ mm} \end{cases} \quad [\text{kN}] , \quad [5.1]$$

y en valores de tensión media de adherencia, los modelos anteriores resultan

$$\widehat{\tau_m} = \begin{cases} 0.350 f_{cm}^{0.56} & \text{para } t_a = 2 \text{ mm} \\ 0.106 f_{cm}^{0.9} & \text{para } t_a = 3 \text{ mm} \end{cases} \quad [\text{MPa}] \quad [5.2]$$

En el gráfico de la Figura 5-2 se representan las expresiones de la ecuación [5.1].

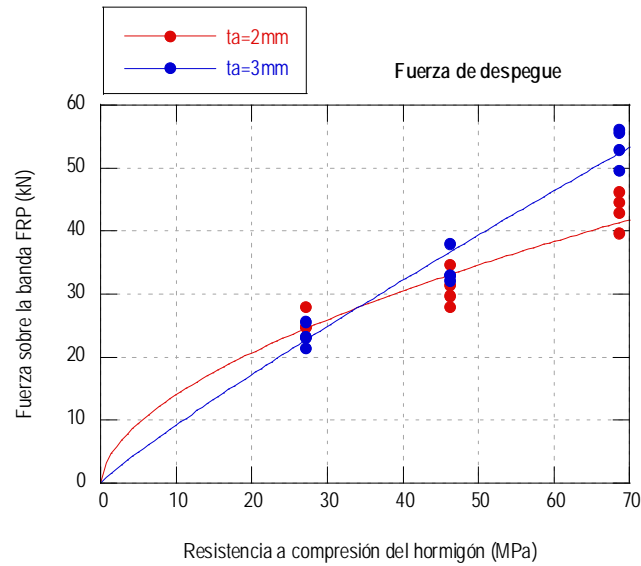


Figura 5-2 Modelos para el cálculo de la resistencia de adherencia separados por espesor de adhesivo

Con el objeto de ofrecer un solo modelo que incorpore el efecto del espesor del adhesivo se ha analizado, en primera instancia el siguiente modelo:

$$\ln F_{pu} = b_1 + b_2 t_a + b_3 t_a \ln f_{cm}$$

La bondad del ajuste y los parámetros del modelo se recogen en las Tablas 5-3 y 5-4 respectivamente.

Tabla 5-3 Bondad del ajuste de los modelos logarítmico y estimado

| | R^2 ajustado | Error típico | Error relativo (%) |
|--------------------|----------------|--------------|--------------------|
| Modelo logarítmico | 0.9292 | 0.0807 | 0.0229 |
| Modelo estimado | 0.9268 | 2.8520 | 0.0813 |

Tabla 5-4 Parámetros del modelo logarítmico

| | Coefficientes | Estadístico t | valor p |
|-------|---------------|-----------------|------------|
| b_1 | 3.3000 | 43.9426 | 1.1726E-26 |
| b_2 | -1.0273 | -15.8758 | 3.2331E-15 |
| b_3 | 0.2941 | 19.3361 | 2.3931E-17 |

La ecuación del modelo, toma por tanto la siguiente forma:

$$\begin{aligned}\widehat{F_{pu}} &= 27.113e^{-1.027t_a} f_{cm}^{0.294t_a} & [\text{kN}] \\ \widehat{\tau_m} &= 2.465e^{-1.027t_a} f_{cm}^{0.294t_a} & [\text{MPa}]\end{aligned}\quad [5.3]$$

o, de forma simplificada

$$\begin{aligned}\widehat{F_{pu}} &= 27.113 \left(\frac{f_{cm}^{0.294}}{2.793} \right)^{t_a} & [\text{kN}] \\ \widehat{\tau_m} &= 2.465 \left(\frac{f_{cm}^{0.294}}{2.793} \right)^{t_a} & [\text{MPa}]\end{aligned}\quad [5.4]$$

En la Figura 5-3 se representa el gráfico de residuales, en el cual puede observarse que la distribución de éstos no presenta heteroscedasticidad.

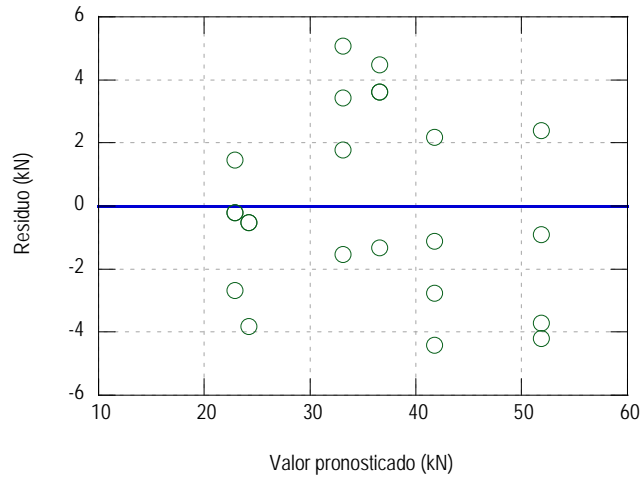


Figura 5-3 Gráfico de residuales

5.2. Tensiones en la interfaz FRP-hormigón

Las tensiones en la interfaz se obtuvieron indirectamente a partir de la deformación del refuerzo ajustando las lecturas del ensayo. A continuación se presenta un análisis de las diferentes técnicas de ajuste.

5.2.1. Ajuste no paramétrico de las lecturas de deformación

La representación de la deformación de la banda FRP obtenida de ensayos de adherencia suele realizarse de forma esquemática mediante polinomios segmentados o «splines» generalmente cúbicos. Sin embargo, la obtención de la aproximación de las tensiones tangenciales se realiza mediante una interpolación lineal entre los puntos de lectura (o sea, segmentos de polinomios de grado 1).

En la monografía M19 de ACHE se menciona que los *splines*, utilizados como técnica de ajuste paramétrico, requieren de una definición previa de los «nodos» utilizados que dan lugar a subdominios de la variable explicativa. Además, menciona que en esta técnica es importante que cada subdominio tenga la cantidad de datos suficientes para evitar un «sobreajuste». Por otra parte, en un ajuste de esta naturaleza, los segmentos polinómicos pueden tener continuidad o no, y la continuidad puede aplicarse a la función y a sus derivadas.

En la citada monografía también se señala que lo que involuntariamente se está provocando al aumentar el grado del polinomio de ajuste es transformar variabilidad estocástica en variabilidad determinista y, en consecuencia, distorsionar las características intrínsecas aleatorias del modelo. Por ello, también debe prestarse atención a la predicción por interpolación en estos casos, porque puede estar distorsionada por un sobreajuste excesivo del modelo a los datos.

Cuando el objetivo es realizar una interpolación, la función puede no pasar exactamente por los puntos en estudio, y depende de un parámetro p que denota la «suavidad de la curva». Desde este punto de vista, estos polinomios segmentados, conocidos como «*smoothing splines*», también podrían considerarse como un ajuste paramétrico. La función que minimiza es tal que para $p = 0$ se reduce una recta de regresión obtenida por mínimos cuadrados, y para $p = 1$ produce polinomios cúbicos segmentados que pasan exactamente por los puntos de los datos.

Una alternativa a la interpolación con *splines*, que también utiliza polinomios cúbicos segmentados, es la interpolación cúbica de Hermite. Este método conocido en la literatura inglesa como «*shape-preserving method*», fue desarrollado por Fritsch F. N., et al. (1980) y la ventaja reside en que conserva la monotonía de los datos, evitando «baches» u «ondulaciones» que pueden presentarse en una interpolación con *splines* cúbicos.

A partir de la función de interpolación se puede calcular una aproximación de la distribución de las tensiones tangenciales mediante la expresión

$$\tau = \frac{dp(x)}{dx} E_p t_p \quad , \quad [5.5]$$

donde $p(x)$ es la función cúbica por tramos, E_p el módulo de deformación longitudinal del laminado y t_p su espesor. Análogamente, la elongación del refuerzo se puede calcular integrando la citada función, es decir,

$$\Delta l = \int_0^{l_b} p(x) dx \quad . \quad [5.6]$$

Para analizar la influencia de las diferentes técnicas de interpolación sobre la aproximación de las tensiones tangenciales se ha realizado una comparación de un determinado grupo de ensayos en los que resalta la diferencia entre ambos métodos. El origen de x se ha tomado en el borde interior de la semiviga tal como se muestra en la Figura 5-4.

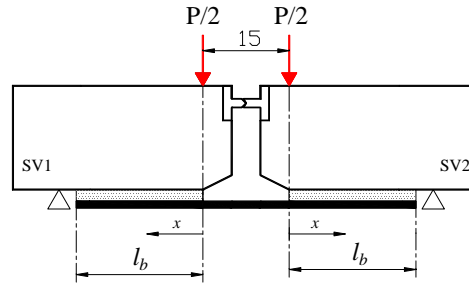


Figura 5-4 Origen para la representación de la deformación del laminado y la distribución de las tensiones tangenciales

En la Figura 5-5 se presenta una comparación entre los métodos de interpolación *spline* y *shape-preserving* con las lecturas de deformación de las piezas H203 para la relación $P/P_u = 0.2$ y, en la Figura 5-6, se muestra la aproximación de las tensiones tangenciales obtenida a partir de la aplicación de cada método mediante la expresión [5.5].

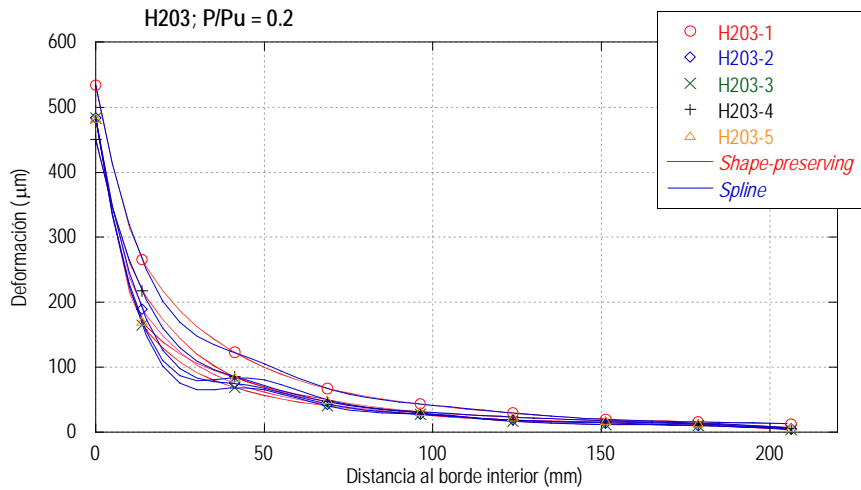


Figura 5-5 Deformación de la banda FRP de las piezas H203 para $P/P_u = 0.2$. Shape-preserving versus Spline.

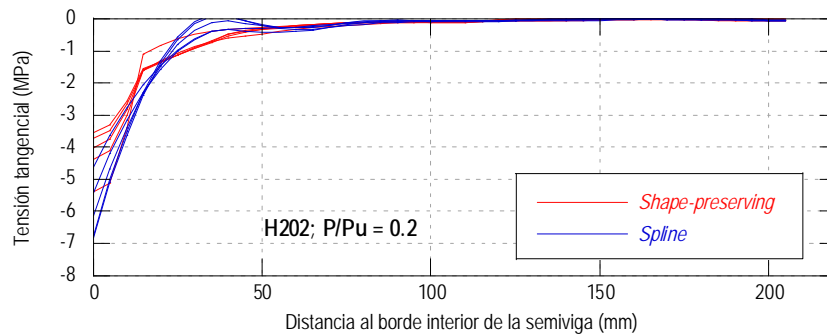


Figura 5-6 Aproximación de la distribución de las tensiones tangenciales en la interfaz FRP-Hormigón de las piezas H203 para $P/P_u = 0.2$. Shape-preserving versus Spline.

En el gráfico de la figura anterior puede apreciarse la presencia de ondulaciones generadas con el método de interpolación *spline*, lo cual se traduce en que, en el cálculo de la aproximación de las tensiones tangenciales, se tengan valores de signo opuesto. Además, las tensiones en el borde interior son claramente superiores.

Un ajuste paramétrico que se ajusta bastante bien a las lecturas de deformación de la figura anterior es del tipo $ae^{bx} + ce^{dx}$ (Figura 5-7) pero el tratamiento posterior (cálculo de las tensiones) adolecería de sustento físico. Puede apreciarse en el gráfico de la aproximación de las tensiones tangenciales la notoria diferencia entre el ajuste paramétrico y el ajuste no paramétrico *shape-preserving*. Las tensiones tangenciales obtenidas con el primero son muy altas en comparación

con el segundo. Además, para niveles de carga superiores, el aludido tratamiento con el uso de polinomios segmentados ofrece mejor aproximación de las tensiones tangenciales debido a la irregularidad de la deformación del laminado a lo largo de la longitud adherida.

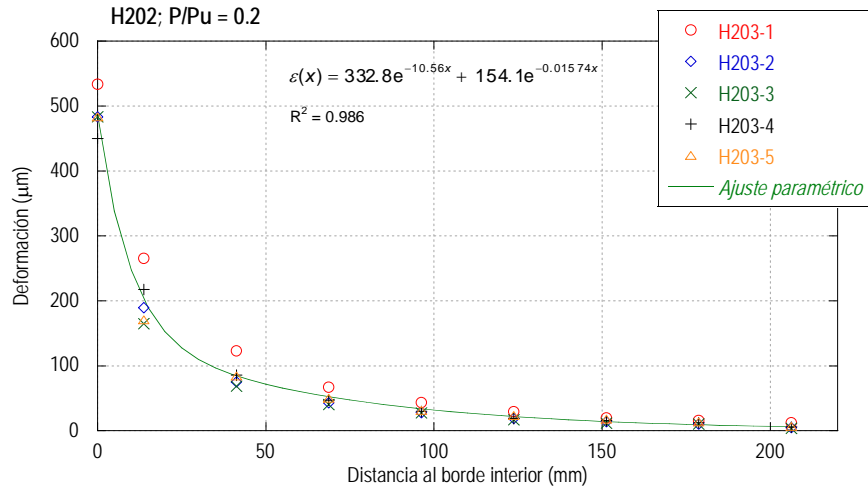


Figura 5-7 Ajuste paramétrico de la deformación de la banda FRP de las piezas H202 para $P/P_u = 0.2$.

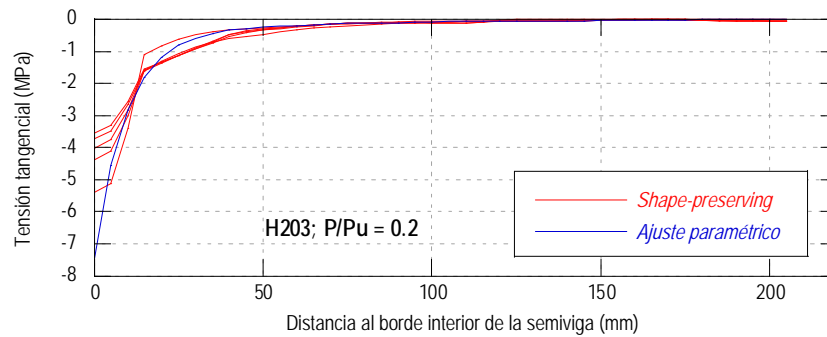


Figura 5-8 Aproximación de la distribución de las tensiones tangenciales en la interfaz FRP-Hormigón de las piezas H202 para $P/P_u = 0.2$. Shape-preserving contra ajuste paramétrico de tipo exponencial.

Con el objeto de mostrar otro caso en el que exista una clara diferencia en las técnicas de interpolación basadas en segmentos de polinomios, en la Figura 5-9 se presenta la aplicación de éstas con las lecturas de deformación de las piezas H603 para una relación $P/P_u = 0.8$. En la Figura 5-10 se presenta la correspondiente aproximación de las tensiones tangenciales.

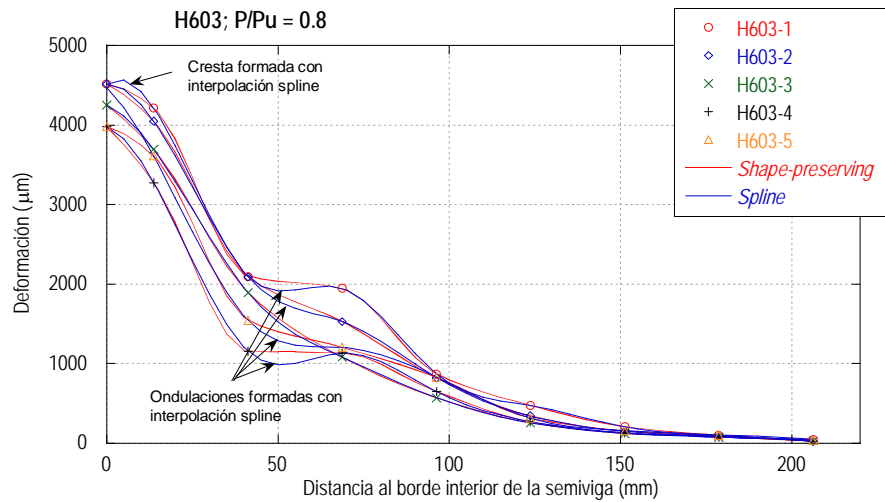


Figura 5-9 Deformación de la banda FRP de las piezas H603 para $P/P_u = 0.8$. Shape-preserving versus Spline.

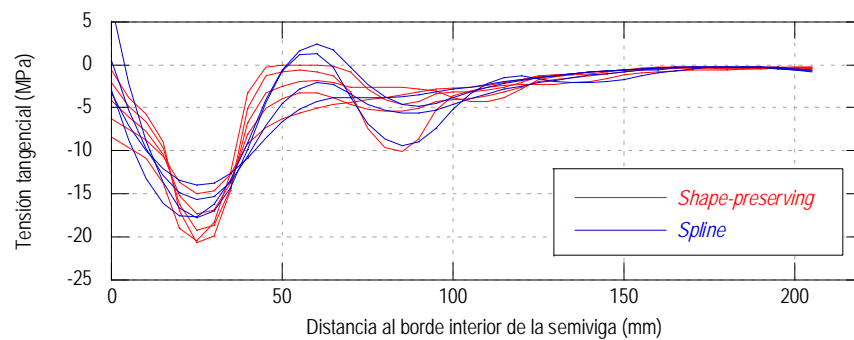


Figura 5-10 Aproximación de la distribución de las tensiones tangenciales en la interfaz FRP-Hormigón de las piezas H603 para $P/P_u = 0.8$. Shape-preserving versus Spline.

Nuevamente se denota la presencia de «baches» y «crestas» entre puntos de lectura, lo cual repercute en la aproximación de las tensiones tangenciales; concretamente, la tensión máxima es menor, pero también resalta la presencia de tensiones de signo opuesto, lo cual puede alejarse de la distribución real.

Evidentemente, la elección del método de interpolación tendrá influencia en los valores de las tensiones en la interfaz. Cabe resaltar que la diferencia de la elongación total del refuerzo es menos significativa, pues la diferencia entre las áreas bajo ambas funciones de interpolación no es tan notoria como puede deducirse de la inspección del gráfico de la Figura 5-9.

Con base en el análisis anterior, se ha elegido el método «*shape-preserving*» para interpolar las lecturas de deformación y, a partir de esta función, calcular la aproximación de las tensiones tangenciales y de la elongación del refuerzo para diferentes niveles de carga o tiempo transcurrido del ensayo.

Se ha representado la deformación y la distribución de las tensiones tangenciales para las relaciones P/P_u de 0.2, 0.4, 0.6, 0.8 y 0.9. La deformación en el extremo traccionado se ha calculado en función de las propiedades recogidas en la Tabla 4-2.

5.2.2. Piezas de hormigón H20 y $t_a = 2$ mm

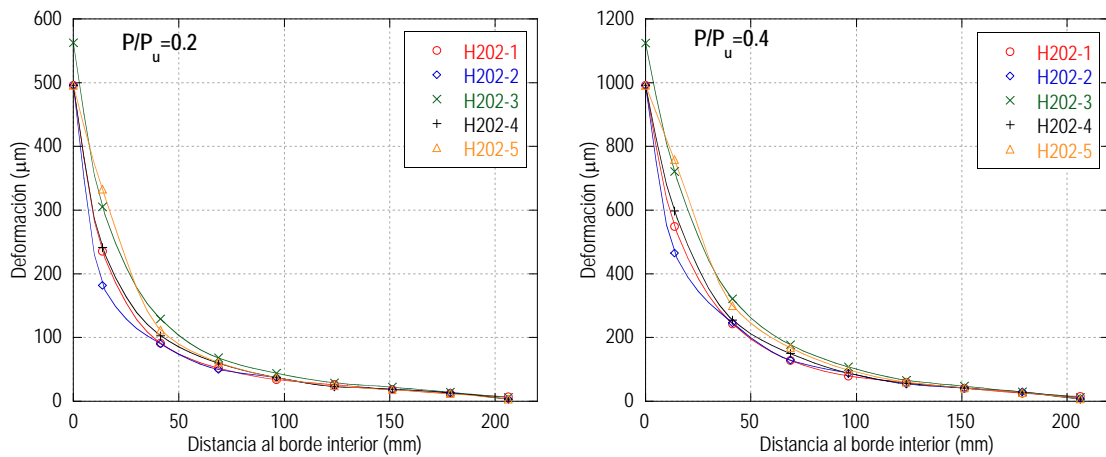


Figura 5-11 Deformación de la banda FRP de las piezas H202 para $P/P_u = 0.2$ y $P/P_u = 0.4$

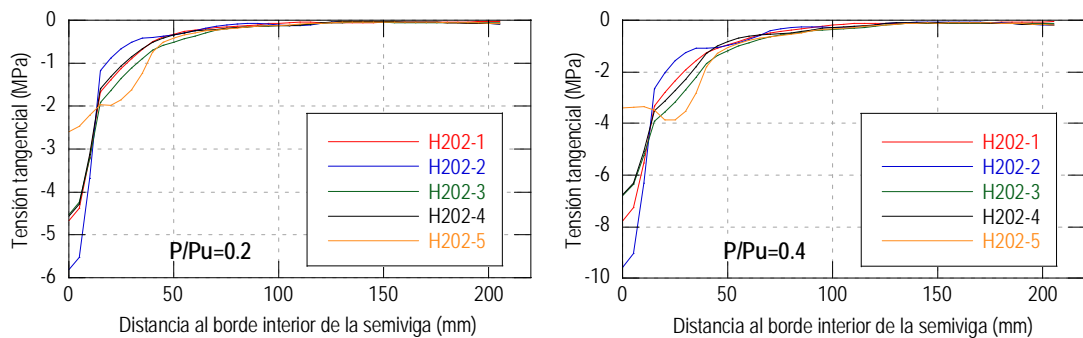


Figura 5-12 Tensiones tangenciales en las piezas H202 para $P/P_u = 0.2$ y $P/P_u = 0.4$

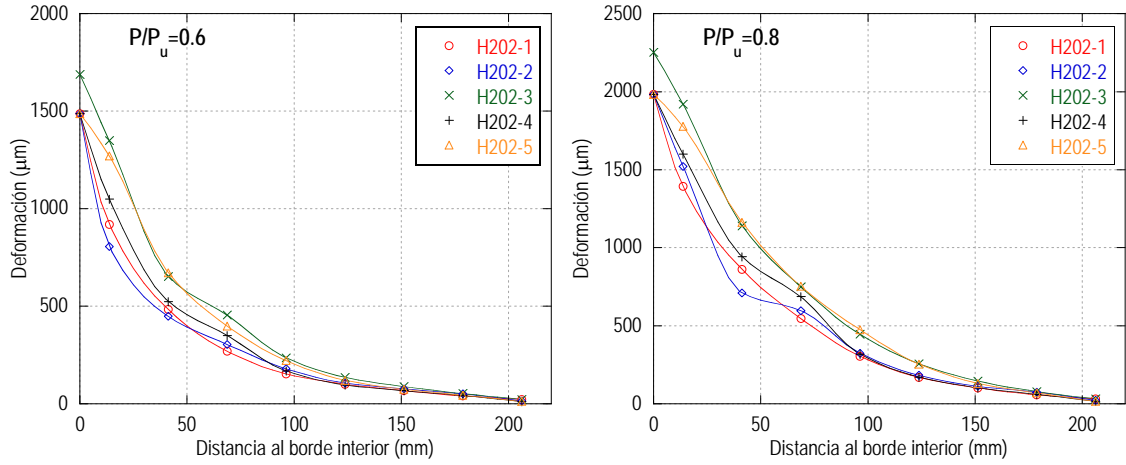


Figura 5-13 Deformación de la banda FRP de las piezas H202 para $P/P_u = 0.6$ y $P/P_u = 0.8$

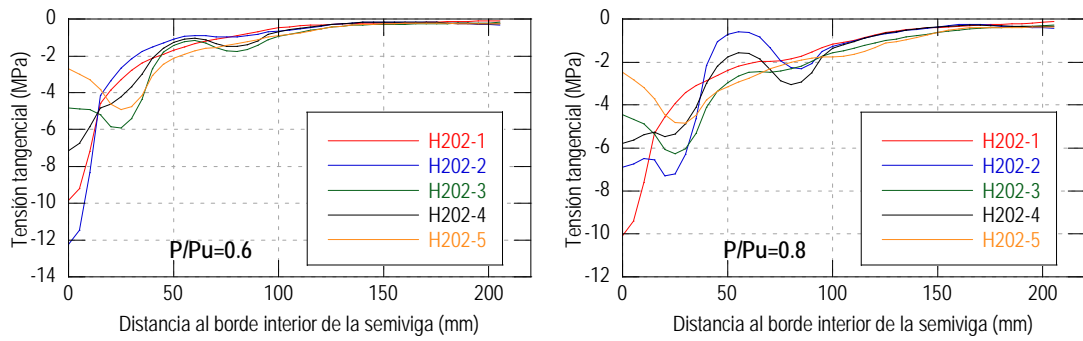


Figura 5-14 Tensiones tangenciales en las piezas H202 para $P/P_u = 0.6$ y $P/P_u = 0.8$

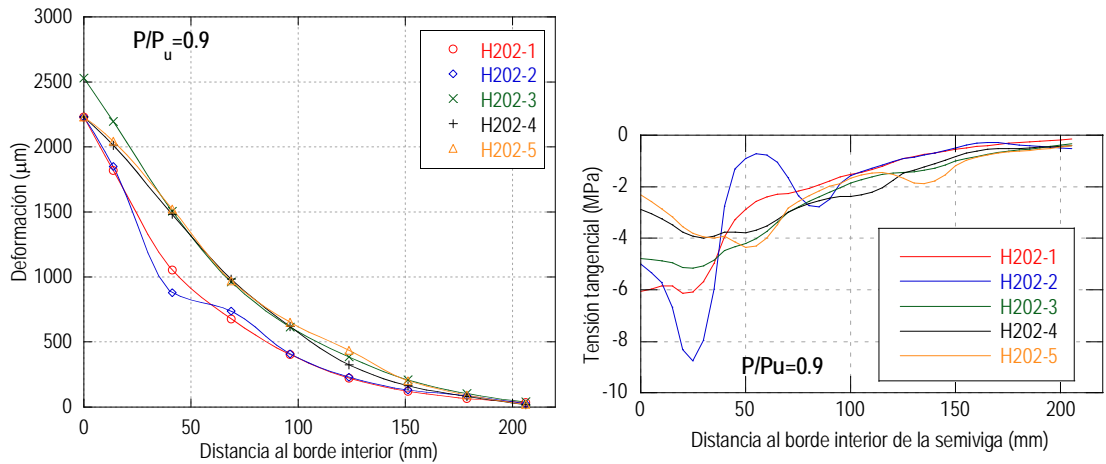


Figura 5-15 Deformación de la banda FRP y tensiones tangenciales en las piezas H202 para $P/P_u = 0.9$

Debido a la heterogeneidad intrínseca del hormigón y a la rugosidad de la superficie, pueden existir zonas débiles que pueden dar origen al despegue del

material de forma irregular. La distribución de las tensiones tangenciales tiene forma regular (Figura 5-11) hasta que se presenta la microfisuración del hormigón.

No obstante, no es de esperar que la microfisuración comience a relaciones P/P_u tan bajas (0.2 y 0.4) como ocurre en la pieza H202-5. El comportamiento de las tensiones de esta pieza puede deberse a varias razones, una de ellas es que la zona haya quedado debilitada por el picado durante la preparación de la superficie, pero más razonable es que exista una leve diferencia entre la ubicación real y supuesta de la galga, así como de las propiedades mecánicas de la banda FRP asumidas en el cálculo de la deformación del extremo traccionado.

Para una relación $P/P_u = 0.6$ (Figura 5-14), las tensiones tangenciales en la pieza H202-3 comienzan a presentar un descenso en el borde interior de la semiviga, es decir, el hormigón comienza a fisurarse y por tanto su capacidad para soportar tensiones se ve disminuida.

Cuando la carga aplicada ha alcanzado el 80% de la carga de rotura, las piezas ya presentan daño en una longitud de aproximadamente 25 mm a partir del borde interior. Sin embargo, de acuerdo con la aproximación de la deformación, en la sección ubicada a 50 mm, también puede deducirse que existe un deterioro del hormigón (Figura 5-14).

Debido al carácter aleatorio del fenómeno de la fisuración del hormigón, puede observarse diferencias considerables en la tensión máxima y en el comportamiento postdaño. Considerando la pieza H202-2, puede observarse que para una carga igual al 90% de la de rotura, el extremo comienza a presentar daño, no obstante a una distancia de 25 mm, la tensión aumenta superando ligeramente 8 MPa. En cambio, la pieza H202-3, presenta una longitud de transmisión de tensiones mayor que la de la pieza H202-2, esto se traduce en una menor concentración de tensiones. Una conclusión similar puede establecerse del comportamiento de las piezas H202-4 y H202-5. La pieza H202-1, se encuentra en una situación intermedia entre los dos casos expuestos.

Para el análisis de la relación tensión-deslizamiento se ha asumido que el deslizamiento entre ambos adherentes puede simplificarse a la elongación de la banda FRP:

$$\delta = \int_x^{l_b} p(x)dx \quad [5.7]$$

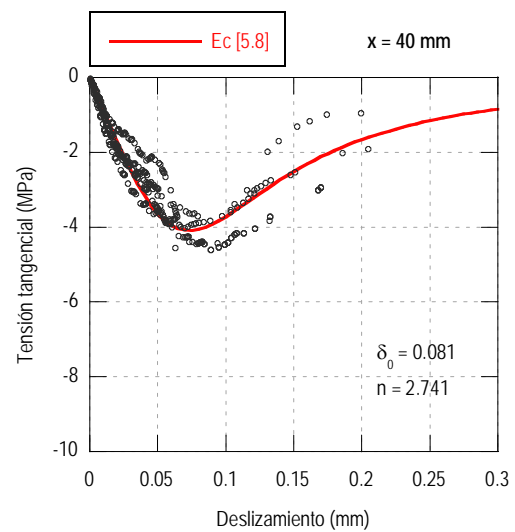
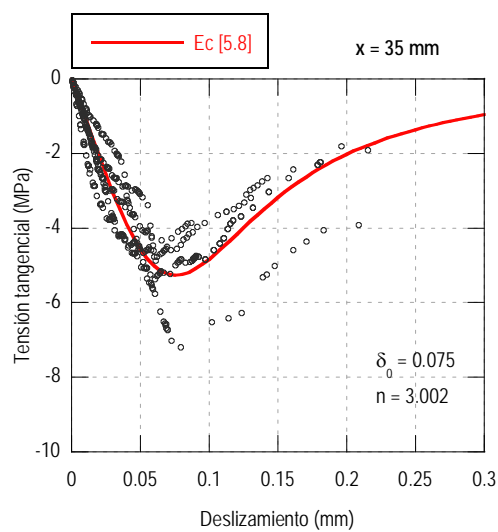
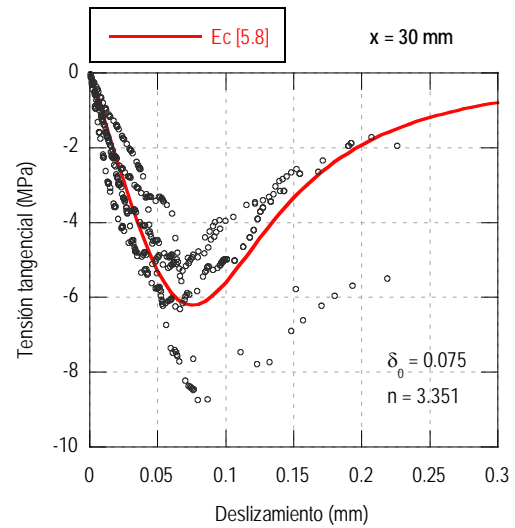
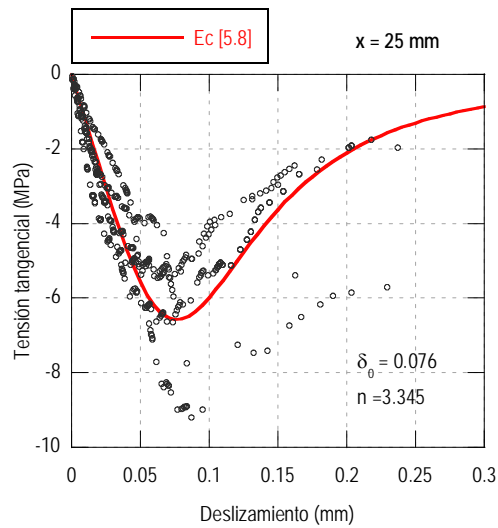
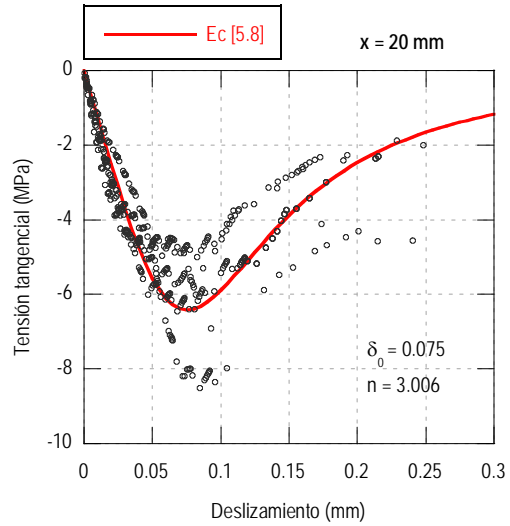
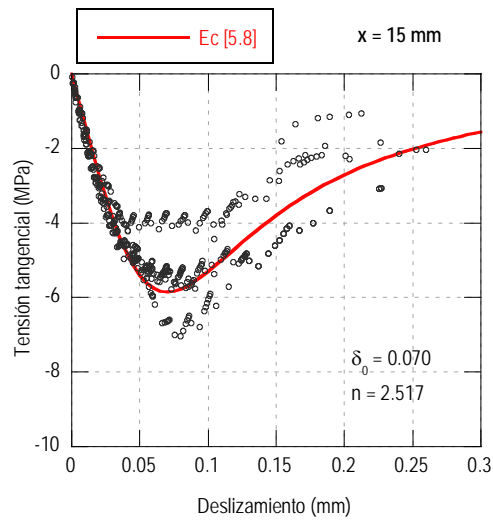
donde x es el punto en estudio y $p(x)$ la función del ajuste no paramétrico de la deformación.

Al representar el deslizamiento frente a la tensión tangencial se obtienen los gráficos de la Figura 5-16. En estos gráficos, cada punto en color gris representa la relación de la tensión con el deslizamiento (simplificado a la expresión [5.7]) en la sección indicada (x medido partir del borde interior). Ambos valores fueron obtenidos a partir del ajuste de la deformación del refuerzo medida en un determinado lapso de tiempo transcurrido a partir del inicio del ensayo. Este proceso se ha realizado para intervalos de 15 segundos y para las semivigas que fallaron. Por ejemplo, la pieza H202-1 falló para un tiempo de 2133.5 segundos, por tanto se tienen 143 puntos, obtenidos con los datos de la deformación de la semiviga 2.

El ajuste de la relación tensión-deslizamiento ha sido realizada por varios investigadores (Nakaba K., et al. (2001), Kanakubo T., et al. (2003) Mazzotti C., et al. (2009).) mediante la ecuación de Popovic (Popovics S. (1973), Eq. [5.8]) ya que reproduce en buena medida el comportamiento.

$$\tau = \tau_{\max} \frac{\delta}{\delta_0} \left(\frac{n}{(n-1) + (\delta/\delta_0)^n} \right) \quad [5.8]$$

donde τ_{\max} es la tensión máxima y δ_0 el deslizamiento asociada a la misma. Esta es la ecuación utilizada también en la presente tesis, y viene representada por la línea en color rojo en los gráficos de la Figura 5-16. El parámetro τ_{\max} es el promedio de las semivigas que fallaron y los parámetros n y δ_0 se obtiene mediante ajuste por mínimos cuadrados.



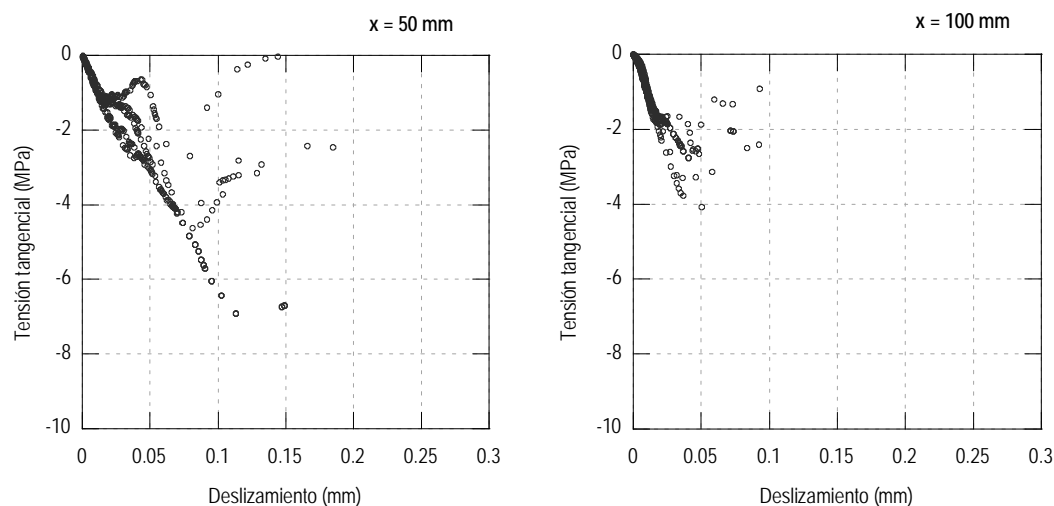


Figura 5-16 Relación tensión-deslizamiento en diferentes puntos de las semivigas que fallaron de las piezas H202

En los gráficos tensión-deslizamiento para x igual a 50 y 100 mm puede observarse que no termina por desarrollarse la rama descendente. Conforme la banda FRP comienza a despegar en el extremo, la longitud adherida disminuye y la zona de hormigón próxima al extremo sobre la cual se transmiten las tensiones no es capaz de soportar el incremento súbito de tracción debido a la microfisuración originada anteriormente, derivándose en definitiva en una rotura repentina.

En la Tabla 5-2 se recogen algunas medidas de dispersión de los parámetros τ_{\max} , δ_o y δ_u . A partir de los valores medios, se puede deducir que existe una concentración importante en la región comprendida entre 0 y 35 mm.

Tabla 5-5 Medidas de dispersión y posición de los parámetros de la relación tensión-deslizamiento de las probetas H202

| Sección | Parámetro | Min | Max | Media | Desviación estándar | Coef. de Var. |
|-----------|---------------------|--------|--------|---------------|---------------------|---------------|
| x = 15 mm | τ_{\max} (MPa) | 4.3536 | 7.2509 | 5.8523 | 1.0293 | 0.1759 |
| | δ_o (mm) | 0.0944 | 0.0632 | 0.0786 | 0.0124 | 0.1581 |
| | δ_u (mm) | 0.1855 | 0.2597 | 0.2330 | 0.0293 | 0.1257 |
| x = 20 mm | τ_{\max} (MPa) | 4.9980 | 8.5022 | 6.4148 | 1.3153 | 0.2050 |
| | δ_o (mm) | 0.0787 | 0.0855 | 0.0815 | 0.0027 | 0.0327 |
| | δ_u (mm) | 0.1736 | 0.2483 | 0.2213 | 0.0294 | 0.1330 |

| Sección | Parámetro | Min | Max | Media | Desviación estándar | Coef. de Var. |
|-----------|---------------------|--------|--------|---------------|---------------------|---------------|
| x = 25 mm | τ_{\max} (MPa) | 5.2753 | 9.1529 | 6.5826 | 1.5513 | 0.2357 |
| | δ_o (mm) | 0.0712 | 0.0873 | 0.0763 | 0.0066 | 0.0862 |
| | δ_u (mm) | 0.1623 | 0.2371 | 0.2100 | 0.0295 | 0.1406 |
| x = 30 mm | τ_{\max} (MPa) | 5.0024 | 8.6671 | 6.2047 | 1.4724 | 0.2373 |
| | δ_o (mm) | 0.0645 | 0.0796 | 0.0693 | 0.0061 | 0.0886 |
| | δ_u (mm) | 0.1516 | 0.2261 | 0.1991 | 0.0295 | 0.1482 |
| x = 35 mm | τ_{\max} (MPa) | 4.2617 | 6.9430 | 5.2638 | 1.0279 | 0.1953 |
| | δ_o (mm) | 0.0585 | 0.0730 | 0.0631 | 0.0059 | 0.0929 |
| | δ_u (mm) | 0.1416 | 0.2154 | 0.1886 | 0.0294 | 0.1558 |
| x = 40 mm | τ_{\max} (MPa) | 3.7758 | 4.5902 | 4.0898 | 0.3041 | 0.0744 |
| | δ_o (mm) | 0.0579 | 0.0888 | 0.0732 | 0.0130 | 0.1782 |
| | δ_u (mm) | 0.1323 | 0.2049 | 0.1784 | 0.0292 | 0.1634 |

5.2.3. Piezas de hormigón H20 y $t_a = 3\text{mm}$

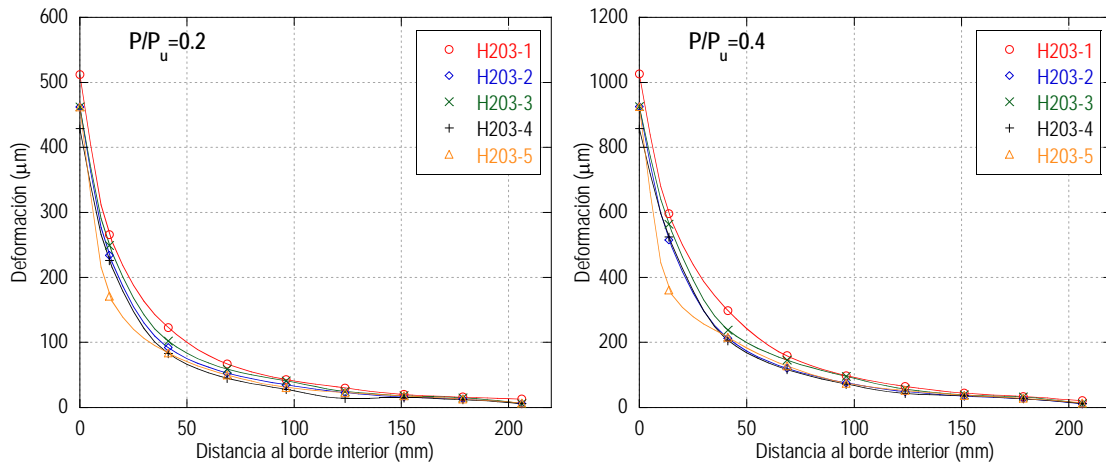


Figura 5-17 Deformación de la banda FRP de las piezas H203 para $P/P_u = 0.2$ y $P/P_u = 0.4$

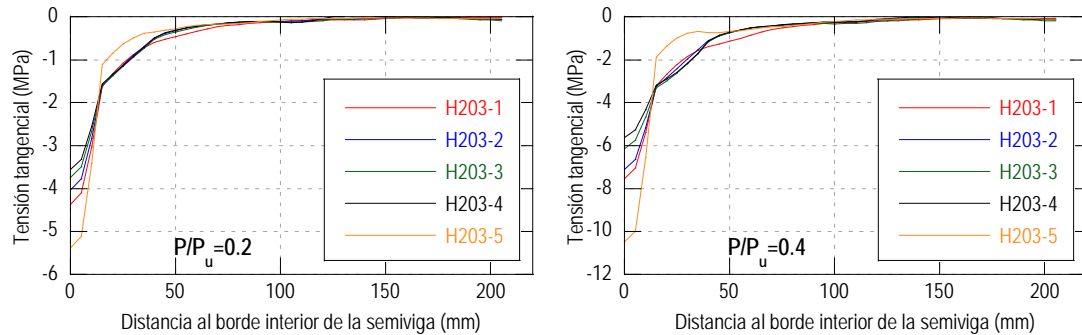


Figura 5-18 Tensiones tangenciales en las piezas H203 para $P/P_u = 0.2$ y $P/P_u = 0.4$

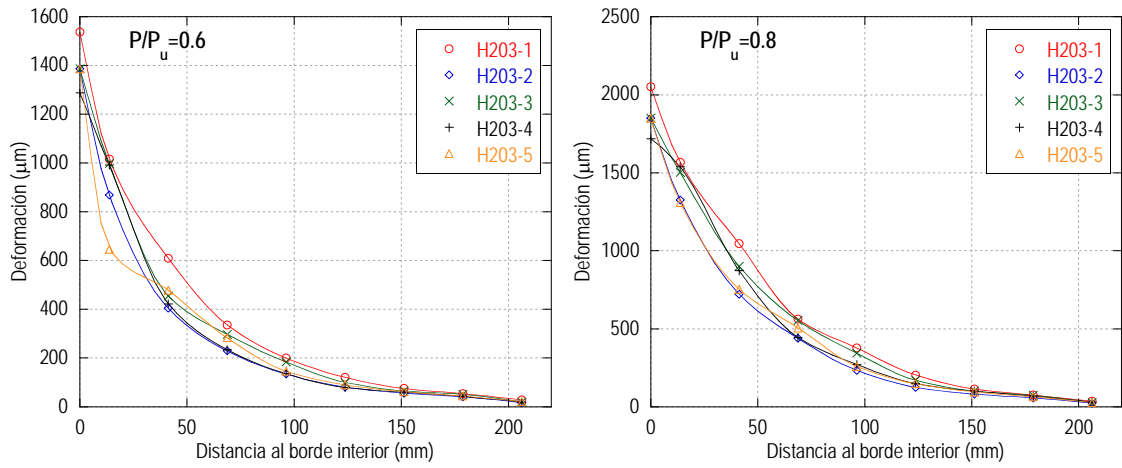


Figura 5-19 Deformación de la banda FRP de las piezas H203 para $P/P_u = 0.6$ y $P/P_u = 0.8$

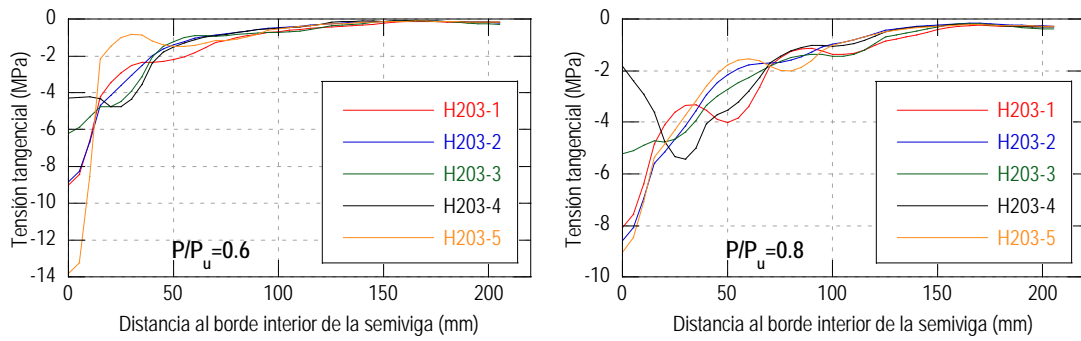


Figura 5-20 Tensiones tangenciales en las piezas H203 para $P/P_u = 0.6$ y $P/P_u = 0.8$

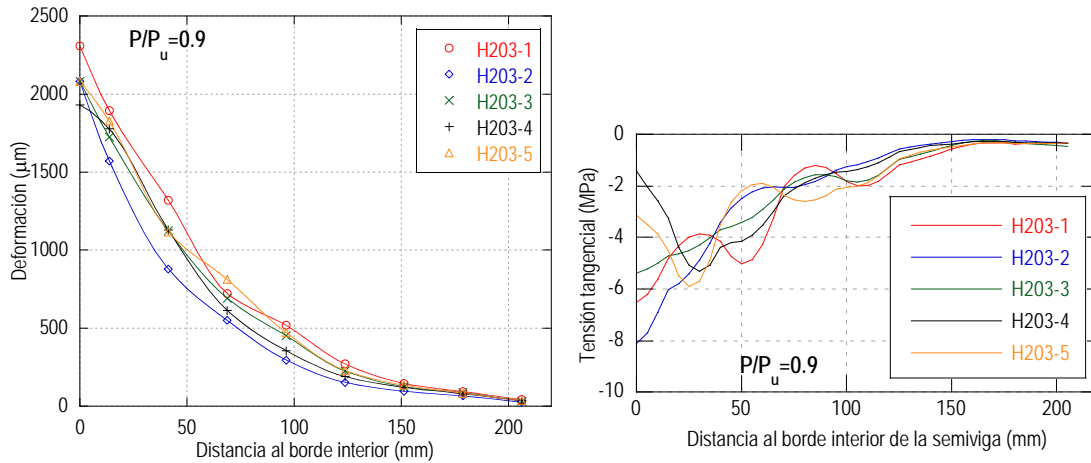


Figura 5-21 Deformación de la banda FRP y tensiones tangenciales en las piezas H203 para $P/P_u = 0.9$

La distribución de las tensiones tienen forma regular para las relaciones P/P_u de 0.2 y 0.4, sólo la pieza H203-5 difiere del resto notoriamente.

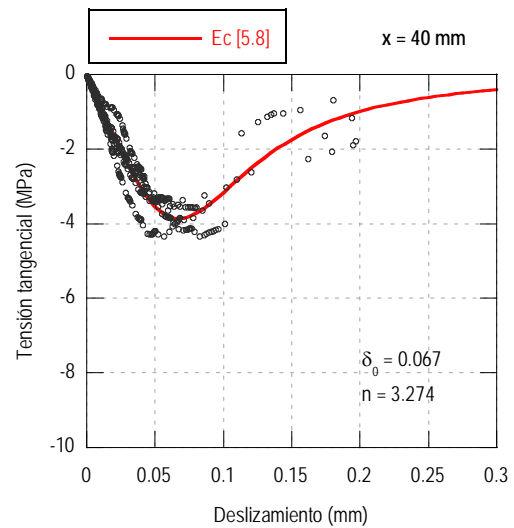
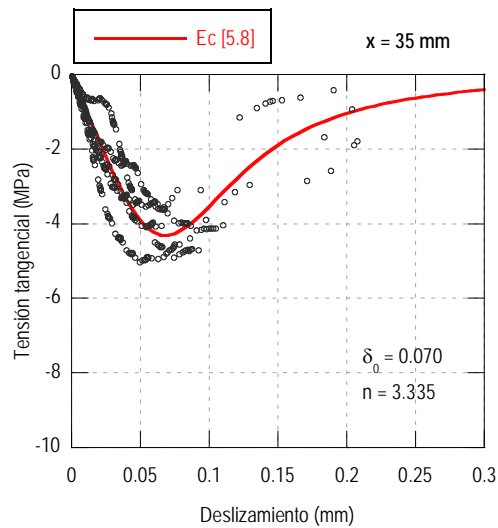
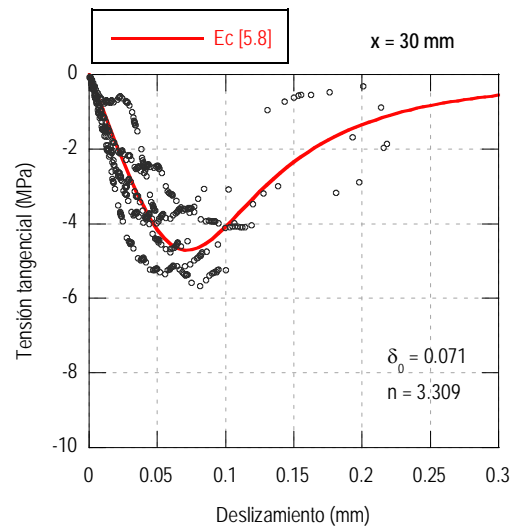
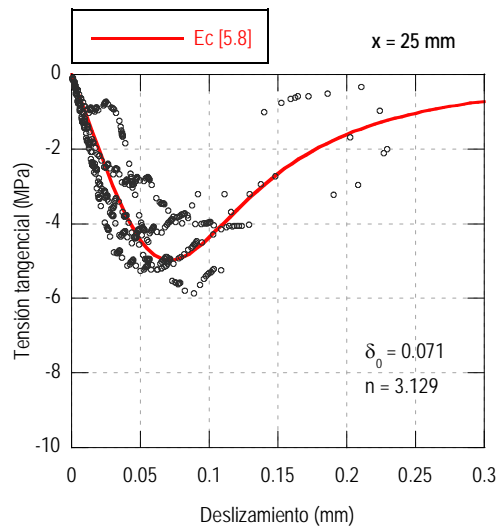
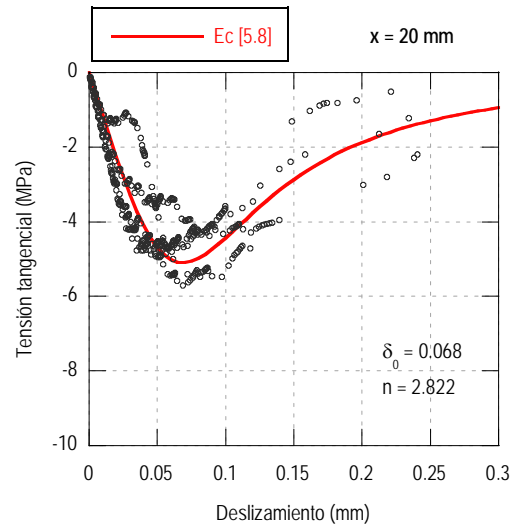
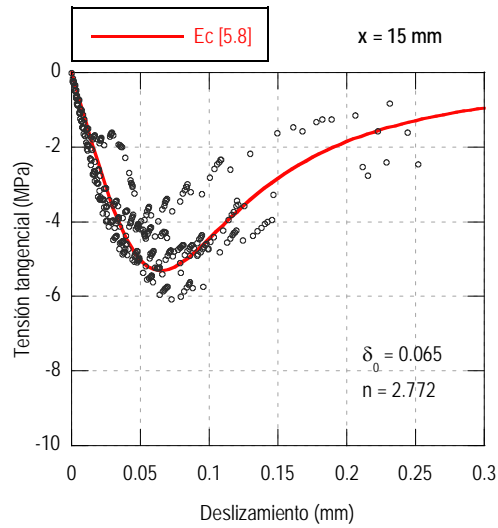
Para una relación $P/P_u = 0.6$ la unión comienza a deteriorarse en el borde interior de la pieza H203-4, en tanto que en la pieza H203-3 la tensión se mantiene sin un cambio notable; no obstante, a una distancia de 25 mm sí se observa un aumento. El resto de las piezas mantienen la forma del nivel de carga anterior naturalmente con aumento de la tensión, siendo más notorio en las piezas H203-1 y H203-2 en la zona comprendida entre 0 y 50 mm, y en la pieza H203-5 entre 0 y 15 mm, denotando la concentración de tensiones evidente en todos los niveles de carga anteriores.

Para la relación $P/P_u = 0.8$, en todas las piezas se presenta un decremento en la tensión en el extremo, siendo más evidente en la pieza H203-4, pues ya presentaba indicios importantes en el nivel de carga $P/P_u = 0.6$. El descenso de la tensión en el extremo puede estar asociado a concentraciones en otros puntos (generalmente cercanos al extremo traccionado) o a un aumento del volumen de tensiones en la longitud de transmisión con un leve o marcado aumento de la misma, según sea la capacidad de redistribución de la unión. En la pieza H203-4 se observa una leve concentración en la zona comprendida entre 20 y 40 mm y un aumento en la longitud de transmisión. En el resto de las piezas, el efecto más claro es un aumento en el volumen de tensiones con leves aumentos en la longitud de transmisión.

Es importante señalar que la pieza H203-5 presentaba una acumulación de resina en el borde interior que logró adherirse a la zona del bisel. Esto indujo a que las deformaciones en las galgas fueran considerablemente inferiores en comparación con la otra semiviga así como la presencia de una concentración de tensiones tangenciales en el borde.

Por otra parte, el daño se observa a partir de una relación $P/P_u = 0.8$, concretamente en la pieza H203-4. Sin embargo, aunque la distribución es más suave en comparación con las piezas de 2 mm de adhesivo, la resistencia del hormigón continúa siendo el elemento limitativo.

A continuación se presentan los gráficos de la relación tensión-deslizamiento de las semivigas que fallaron de la familia H203.



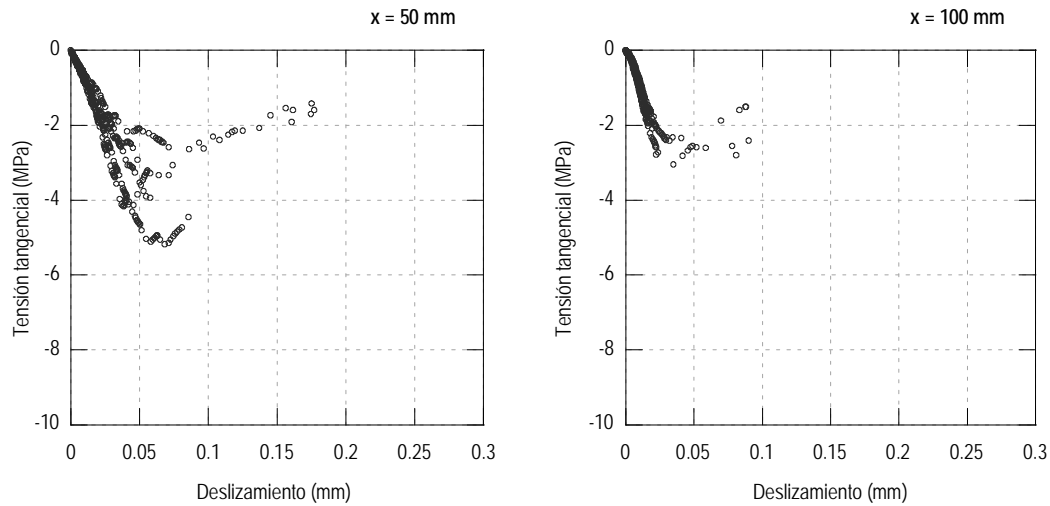


Figura 5-22 Relación tensión-deslizamiento en diferentes puntos de las semivigas que fallaron de la familia H203

De forma similar a las piezas de la familia H202, la relación tensión-deslizamiento difiere conforme la sección de estudio se aleja del borde interior. No obstante, el comportamiento no lineal de la rama ascendente es más notorio en las piezas H203 en la zona comprendida entre 0 y 40 mm.

Una observación importante es que el «ablandamiento» se desarrolla de forma súbita, incluso en un tiempo menor que en las piezas H202; esto puede deducirse a partir de la cantidad de puntos que determinan la rama descendente. Este fenómeno es congruente con el hecho de que las piezas H203 fallaron generalmente a una carga inferior en comparación con las piezas de la familia H202.

A partir de la Tabla 5-6 se puede observar que la tensión máxima disminuye conforme la sección se aleje del borde interior.

Tabla 5-6 Medidas de posición y dispersión de los parámetros de la relación tensión-deslizamiento de las probetas H203

| Sección | Parámetro | Min | Max | Media | Desviación estándar | Coef. de Var. |
|-----------|---------------------|--------|--------|---------------|---------------------|---------------|
| x = 15 mm | τ_{\max} (MPa) | 4.4735 | 6.2195 | 5.3123 | 0.6523 | 0.1228 |
| | δ_o (mm) | 0.0383 | 0.0865 | 0.0651 | 0.0193 | 0.2968 |
| | δ_u (mm) | 0.2224 | 0.2518 | 0.2358 | 0.0120 | 0.0509 |
| x = 20 mm | τ_{\max} (MPa) | 4.3445 | 5.7249 | 5.0921 | 0.5535 | 0.1087 |
| | δ_o (mm) | 0.0442 | 0.0981 | 0.0697 | 0.0247 | 0.3541 |
| | δ_u (mm) | 0.2124 | 0.2403 | 0.2252 | 0.0116 | 0.0515 |

| Sección | Parámetro | Min | Max | Media | Desviación estándar | Coef. de Var. |
|-----------|---------------------|--------|--------|---------------|---------------------|---------------|
| x = 25 mm | τ_{\max} (MPa) | 4.1110 | 5.8558 | 4.9812 | 0.6838 | 0.1373 |
| | δ_o (mm) | 0.0427 | 0.1075 | 0.0712 | 0.0249 | 0.3500 |
| | δ_u (mm) | 0.2025 | 0.2292 | 0.2149 | 0.0112 | 0.0521 |
| x = 30 mm | τ_{\max} (MPa) | 3.9370 | 5.6311 | 4.7099 | 0.7543 | 0.1602 |
| | δ_o (mm) | 0.0490 | 0.0984 | 0.0675 | 0.0210 | 0.3112 |
| | δ_u (mm) | 0.1929 | 0.2182 | 0.2048 | 0.0108 | 0.0527 |
| x = 35 mm | τ_{\max} (MPa) | 3.5271 | 4.9852 | 4.3144 | 0.6041 | 0.1400 |
| | δ_o (mm) | 0.0491 | 0.0898 | 0.0681 | 0.0149 | 0.2194 |
| | δ_u (mm) | 0.1835 | 0.2075 | 0.1948 | 0.0104 | 0.0532 |
| x = 40 mm | τ_{\max} (MPa) | 3.4995 | 4.3086 | 3.8636 | 0.4095 | 0.1060 |
| | δ_o (mm) | 0.0538 | 0.0841 | 0.0673 | 0.0145 | 0.2156 |
| | δ_u (mm) | 0.1743 | 0.1971 | 0.1851 | 0.0100 | 0.0538 |

5.2.4. Piezas de hormigón H40 y capa de adhesivo de 2mm

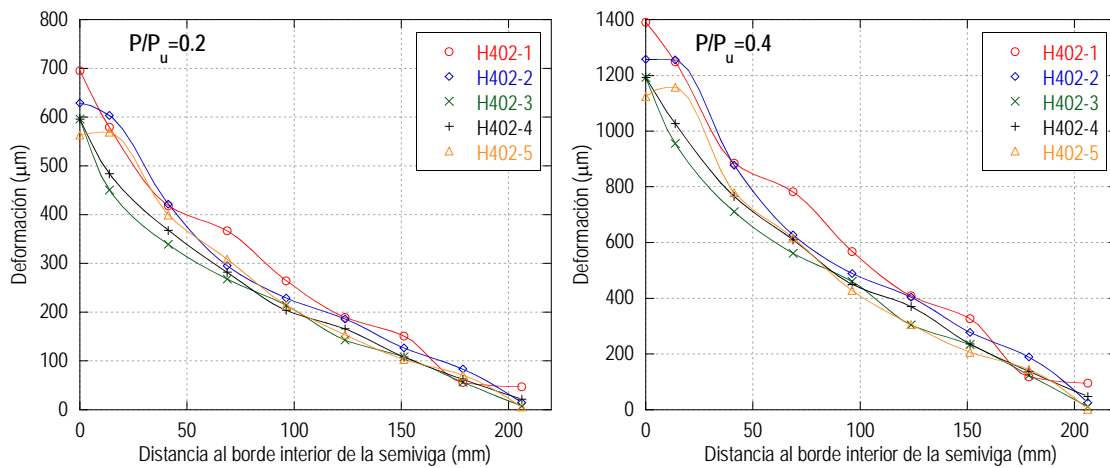


Figura 5-23 Deformación de la banda FRP de las piezas H402 para $P/P_u = 0.2$ y $P/P_u = 0.4$

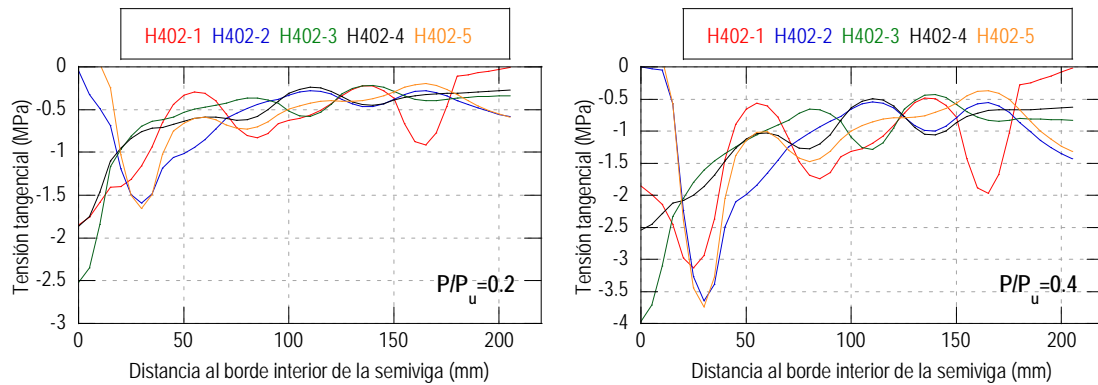


Figura 5-24 Tensiones tangenciales en las piezas H402 para $P/P_u = 0.2$ y $P/P_u = 0.4$

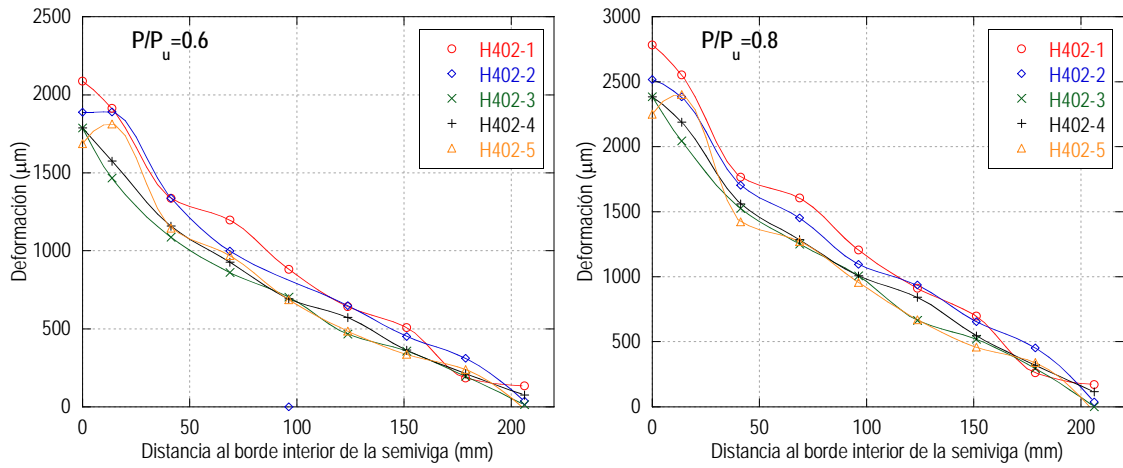


Figura 5-25 Deformación de la banda FRP de las piezas H402 para $P/P_u = 0.6$ y $P/P_u = 0.8$

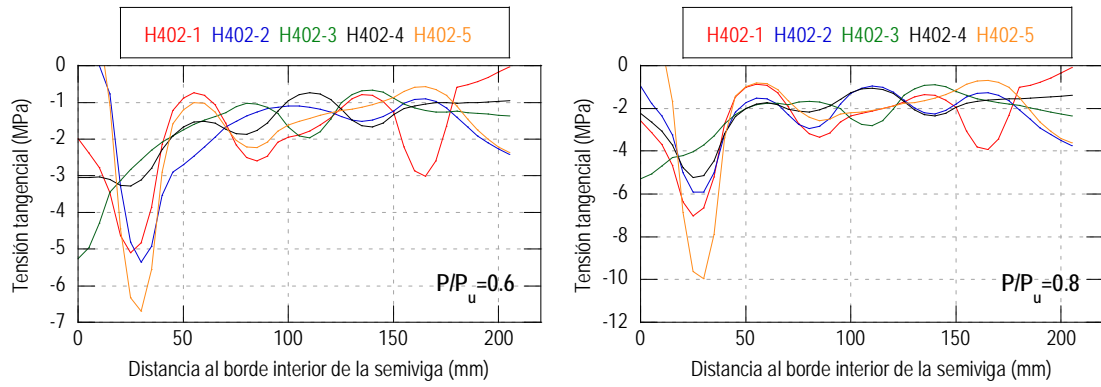


Figura 5-26 Tensiones tangenciales en las piezas H402 para $P/P_u = 0.6$ y $P/P_u = 0.8$

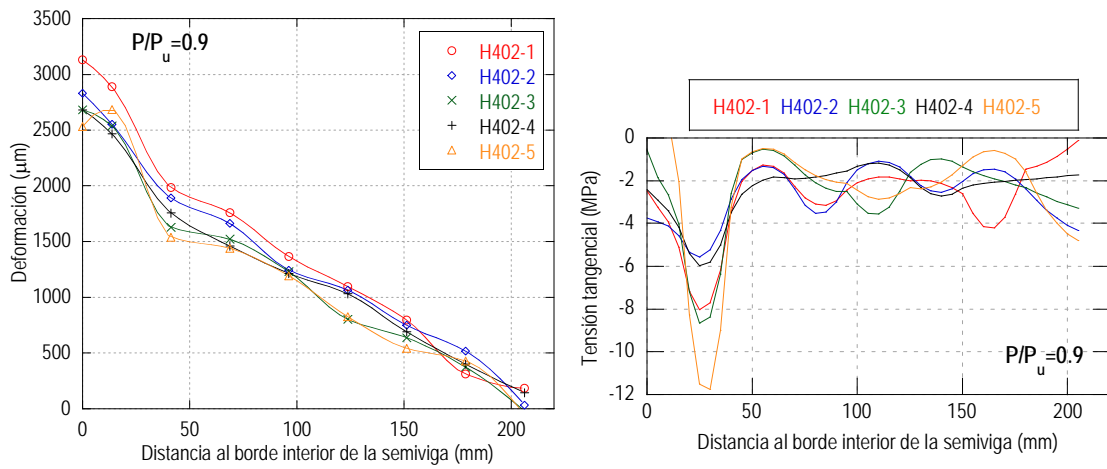


Figura 5-27 Deformación de la banda FRP y tensiones tangenciales en las piezas H402 para $P/P_u = 0.9$

Para la relación $P/P_u = 0.2$ la deformación de la banda, y por ende la distribución de las tensiones tangenciales, tienen forma irregular, incluso en las piezas H402-2 y H402-5 las tensiones en el extremo son nulas.

Para la relación $P/P_u = 0.4$, en las piezas H402-3 y H402-4 continúa aumentando la tensión en el extremo, en tanto que en la pieza H402-1 disminuye, pasando a generarse una concentración en la región ubicada a 25 mm del borde interior de la semiviga. En las piezas H402-2 y H402-5 la forma de las tensiones en la zona comprendida entre 0 y 50 mm es similar y se caracteriza por una concentración a una distancia de 28 mm. Es importante destacar que en la pieza H202-1 se presenta una concentración de tensiones en la zona comprendida entre 150 y 175 mm. Con excepción de ésta última pieza, todas presentan tensiones en el extremo exterior.

La distribución de las tensiones de la relación $P/P_u = 0.6$ es similar al de la $P/P_u = 0.4$ pero con aumento de las concentraciones.

Todas las piezas H402 fallaron en la interfaz adhesivo-hormigón quedando residuos de hormigón en el adhesivo y de éste en el bloque de hormigón; además, en tres casos hubo desprendimiento de hormigón en la zona próxima al extremo exterior. Esto explica la irregularidad de la deformación de la banda FRP.

Para la relación $P/P_u = 0.8$, en general se observa una concentración de tensiones en la zona comprendida entre 0 y 50 mm, de hecho, para la relación $P/P_u = 0.2$ ya se advierte en las piezas H402-2 y H402-5. Conforme la carga se aproxima a su valor último, este comportamiento también ocurre en el resto de las piezas.

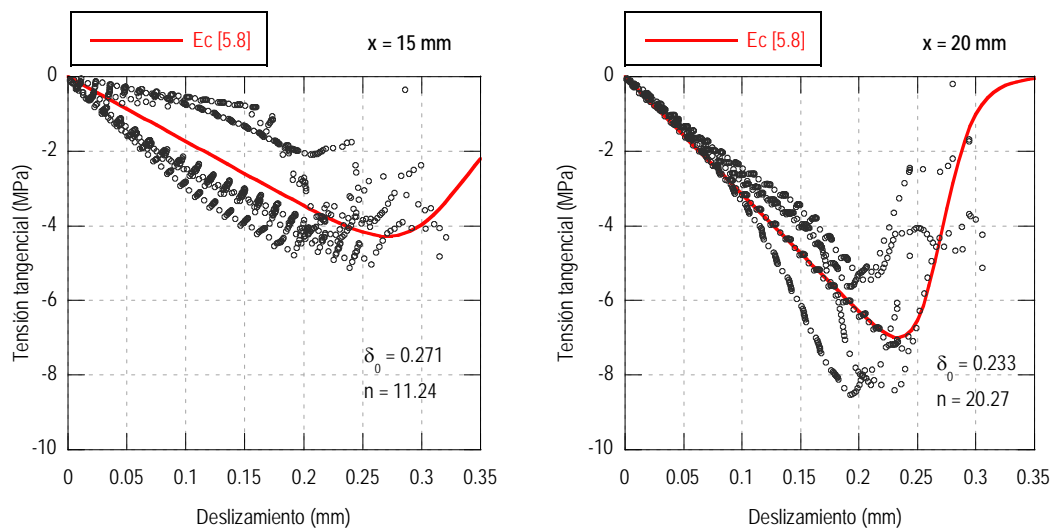
En el resto de la zona adherida la distribución de las tensiones tangenciales es notablemente irregular. Este comportamiento, también presente en las piezas H20 si bien de forma notoria, se atribuye a que se presentó una pobre adherencia entre el adhesivo y el hormigón. Aunque en las piezas H402 la resistencia a tracción del hormigón es superior, la delgada capa de adhesivo no fue capaz de distribuir las tensiones de forma regular derivándose en el fallo de la interfaz adhesivo-hormigón.

En el caso particular de la pieza H402-1, se observa un pico en las tensiones tangenciales en la zona comprendida entre 150 a 180 mm, esto se debe a la presencia de un árido de tamaño importante y a que su mayor dimensión era paralela a la dirección de las tensiones tangenciales originando una «zona rígida» como puede apreciarse en la Figura 5-28.



Figura 5-28 Fallo de la pieza H402-1

El análisis de la relación tensión-deslizamiento se presenta en los gráficos de la Figura 5-29. Puede observarse un cambio drástico en la relación tensión-deslizamiento a partir de la sección ubicada a 40 mm a partir del borde interior, lo cual denota que la concentración de tensiones se presenta mayoritariamente en el borde interior, en la región entre 0 y 35 mm. Además, se observa un rango amplio en el valor de la tensión máxima debido a la irregularidad de la superficie y a que la capa de adhesivo no transfiere eficientemente las tensiones al hormigón.



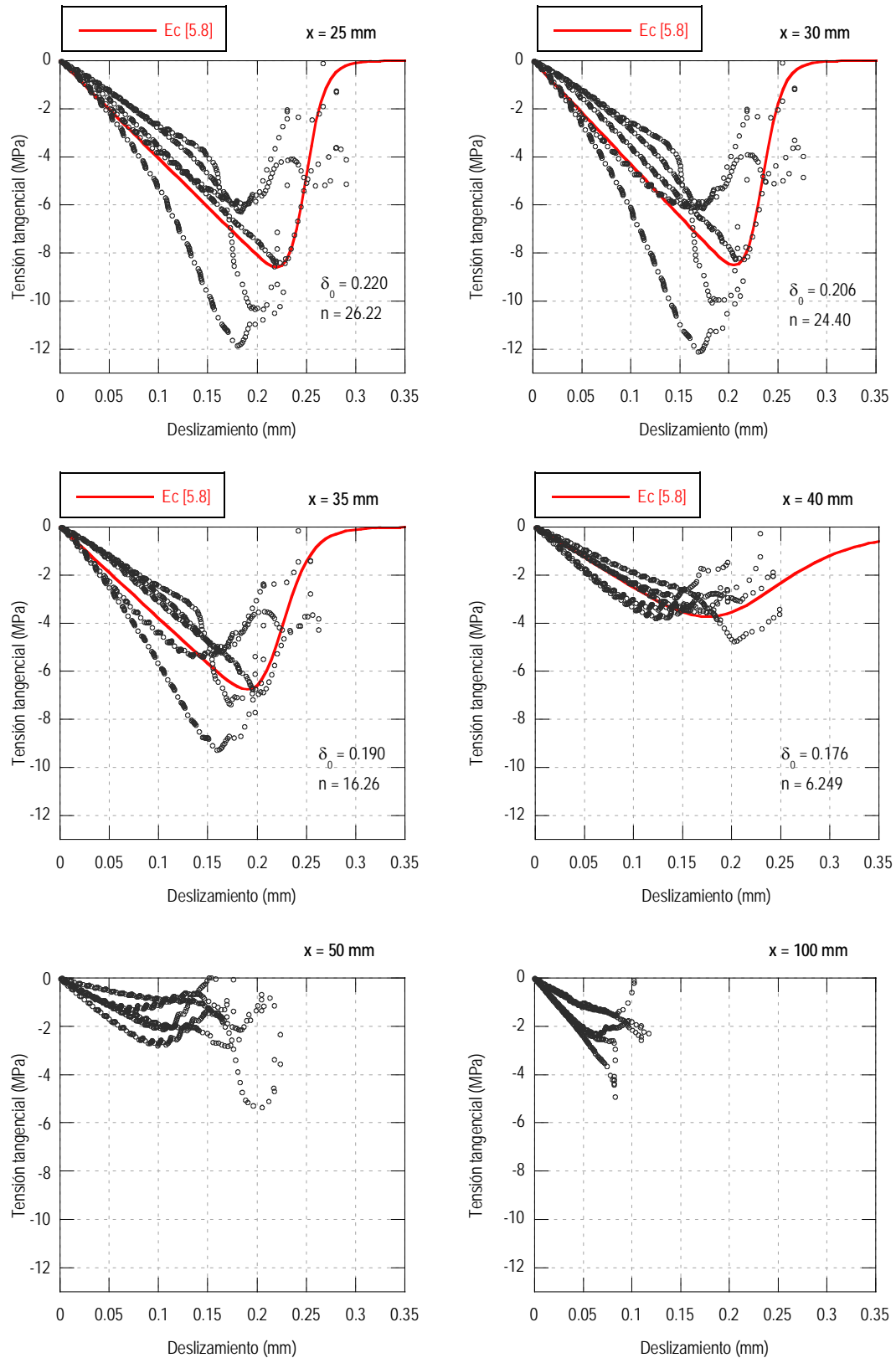


Figura 5-29 Relación tensión-deslizamiento en diferentes puntos de las semivigas que fallaron de las piezas H402

A partir de los parámetros recogidos en la Tabla 5-7 se denota la concentración de tensiones en la región comprendida entre 20 y 35 mm. No obstante, presentan una desviación mayor que en las piezas de las familias H202 y H203.

Tabla 5-7 Medidas de posición y dispersión de los parámetros de la relación tensión-deslizamiento de las probetas H402

| Sección | Parámetro | Min | Max | Media | Desviación estándar | Coef. de Var. |
|-----------|---------------------|--------|---------|---------------|---------------------|---------------|
| x = 15 mm | τ_{\max} (MPa) | 2.7619 | 5.1001 | 4.2733 | 0.8965 | 0.2098 |
| | δ_o (mm) | 0.1901 | 0.2382 | 0.2205 | 0.0181 | 0.0819 |
| | δ_u (mm) | 0.2273 | 0.3151 | 0.2687 | 0.0360 | 0.1340 |
| x = 20 mm | τ_{\max} (MPa) | 5.2979 | 8.5284 | 6.9946 | 1.5042 | 0.2151 |
| | δ_o (mm) | 0.1885 | 0.2396 | 0.2084 | 0.0219 | 0.1051 |
| | δ_u (mm) | 0.2135 | 0.2998 | 0.2548 | 0.0353 | 0.1385 |
| x = 25 mm | τ_{\max} (MPa) | 6.0171 | 11.8743 | 8.5867 | 2.6075 | 0.3037 |
| | δ_o (mm) | 0.1776 | 0.2257 | 0.1962 | 0.0209 | 0.1065 |
| | δ_u (mm) | 0.2006 | 0.2851 | 0.2416 | 0.0346 | 0.1431 |
| x = 30 mm | τ_{\max} (MPa) | 5.9396 | 12.1298 | 8.5118 | 2.6703 | 0.3137 |
| | δ_o (mm) | 0.1623 | 0.2129 | 0.1820 | 0.0224 | 0.1228 |
| | δ_u (mm) | 0.1890 | 0.2711 | 0.2289 | 0.0337 | 0.1471 |
| x = 35 mm | τ_{\max} (MPa) | 5.0422 | 9.2947 | 6.7597 | 1.7046 | 0.2522 |
| | δ_o (mm) | 0.1398 | 0.2012 | 0.1694 | 0.0249 | 0.1468 |
| | δ_u (mm) | 0.1789 | 0.2577 | 0.2168 | 0.0326 | 0.1504 |
| x = 40 mm | τ_{\max} (MPa) | 3.0985 | 4.3968 | 3.7340 | 0.4747 | 0.1271 |
| | δ_o (mm) | 0.1219 | 0.2161 | 0.1707 | 0.0337 | 0.1972 |
| | δ_u (mm) | 0.1698 | 0.2449 | 0.2054 | 0.0311 | 0.1516 |

5.2.5. Piezas de hormigón H40 y capa de adhesivo de 3 mm

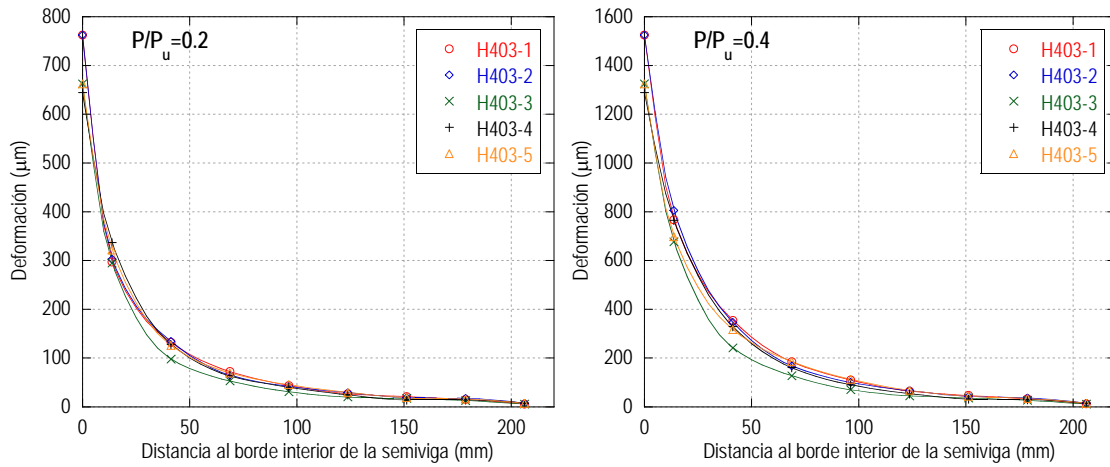


Figura 5-30 Deformación de la banda FRP de las piezas H403 para $P/P_u = 0.2$ y $P/P_u = 0.4$

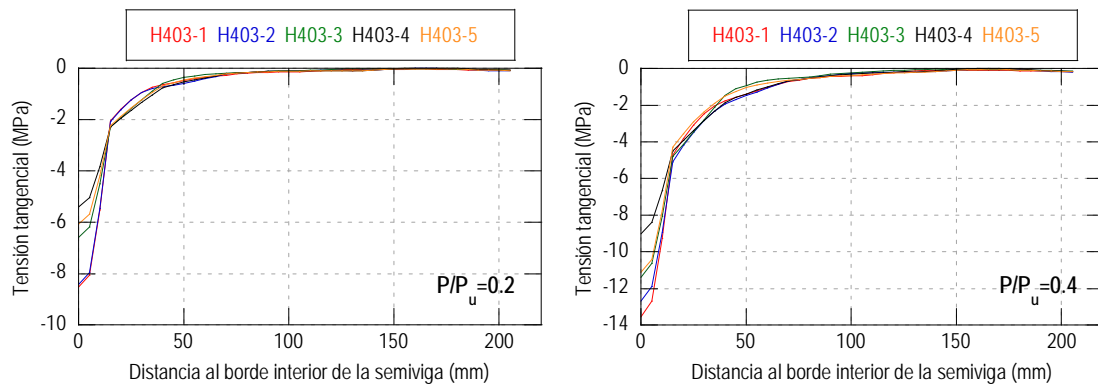


Figura 5-31 Tensiones tangenciales en las piezas H403 para $P/P_u = 0.2$ y $P/P_u = 0.4$

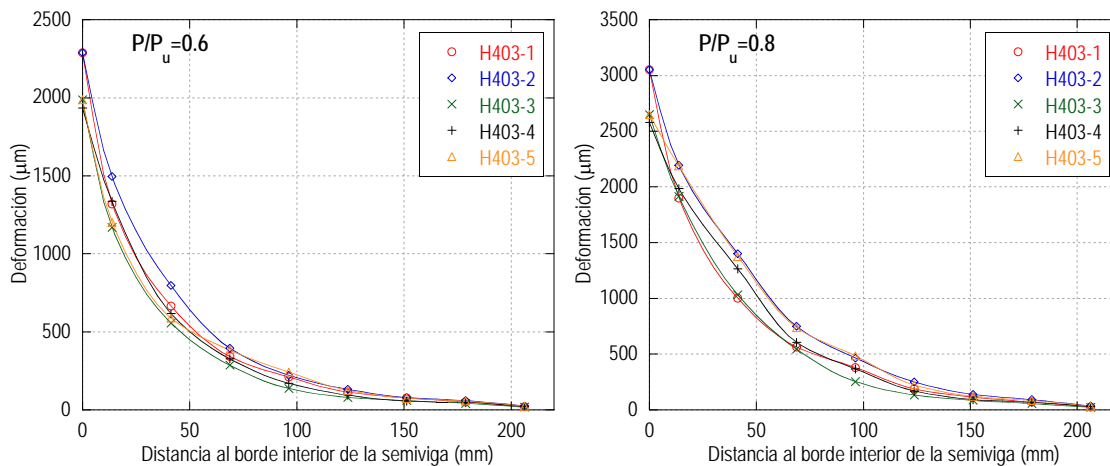


Figura 5-32 Deformación de la banda FRP de las piezas H403 para $P/P_u = 0.6$ y $P/P_u = 0.8$

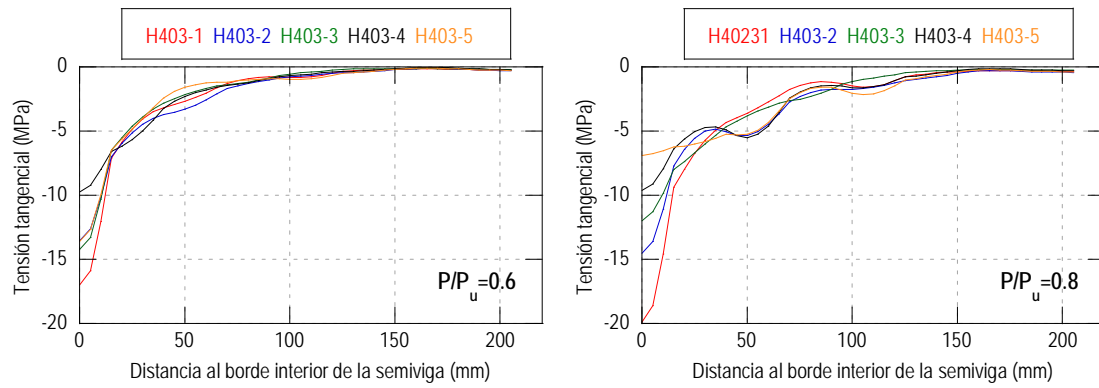


Figura 5-33 Tensiones tangenciales en las piezas H403 para $P/P_u = 0.6$ y $P/P_u = 0.8$

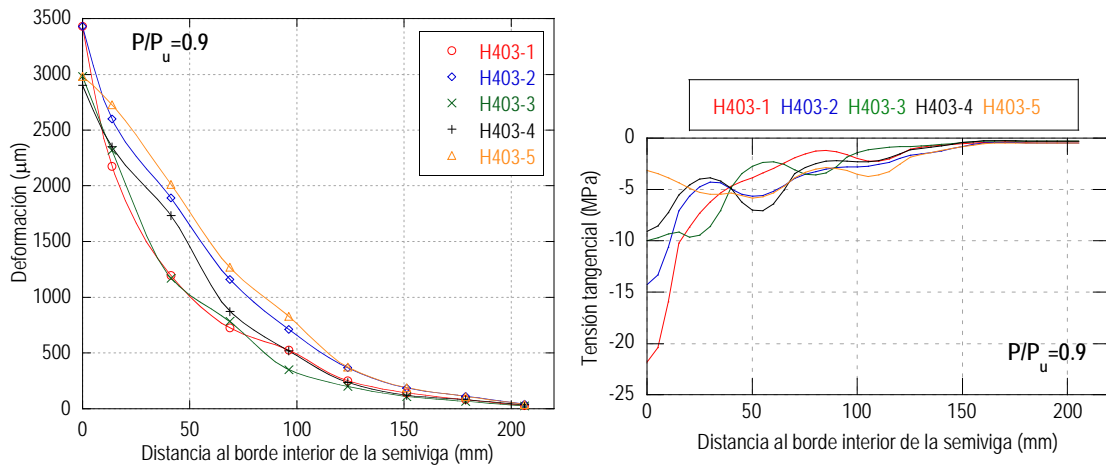


Figura 5-34 Deformación de la banda FRP y tensiones tangenciales en las piezas H403 para $P/P_u = 0.9$

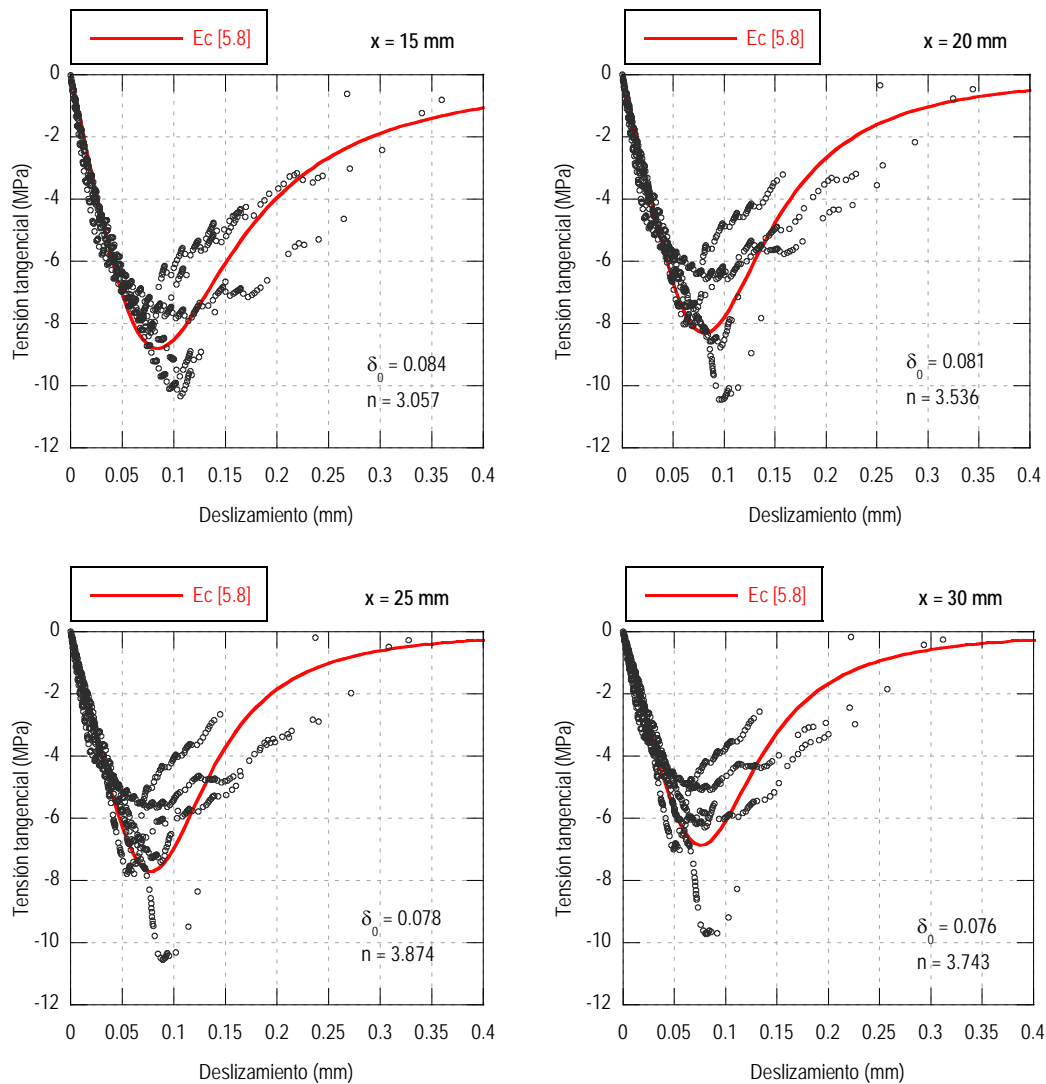
Para las relaciones P/P_u igual a 0.2 y 0.4 (Figura 5-30) la deformación de la banda es más regular que en las piezas con 2 mm de espesor de adhesivo. Incluso la deformación de la banda FRP podría aproximarse con la función exponencial al igual que en la familia H203.

Para la relación $P/P_u = 0.8$ (Figura 5-33), en la pieza H403-1, la tensión en el extremo continúa aumentando, en tanto que en las piezas H403-3 y H403-5 disminuye, aumentando naturalmente las tensiones a lo largo de la longitud de transmisión. En el caso de las piezas H403-2 y H403-4, las tensiones en el extremo

no presentan una marcada variación con respecto a la relación de cargas anterior, pero sí se presenta un incremento a una distancia de 50 mm.

Para la relación $P/P_u = 0.9$ (Figura 5-34) la forma de las tensiones en la pieza H403-1 no presenta variaciones importantes. En cambio, en las piezas H403-2, H403-3 y H403-4, las irregularidades de las tensiones es más notoria. La distribución de las tensiones en la pieza H403-5 es más uniforme que en el resto.

Los gráficos de la relación tensión-deslizamiento se presentan a continuación.



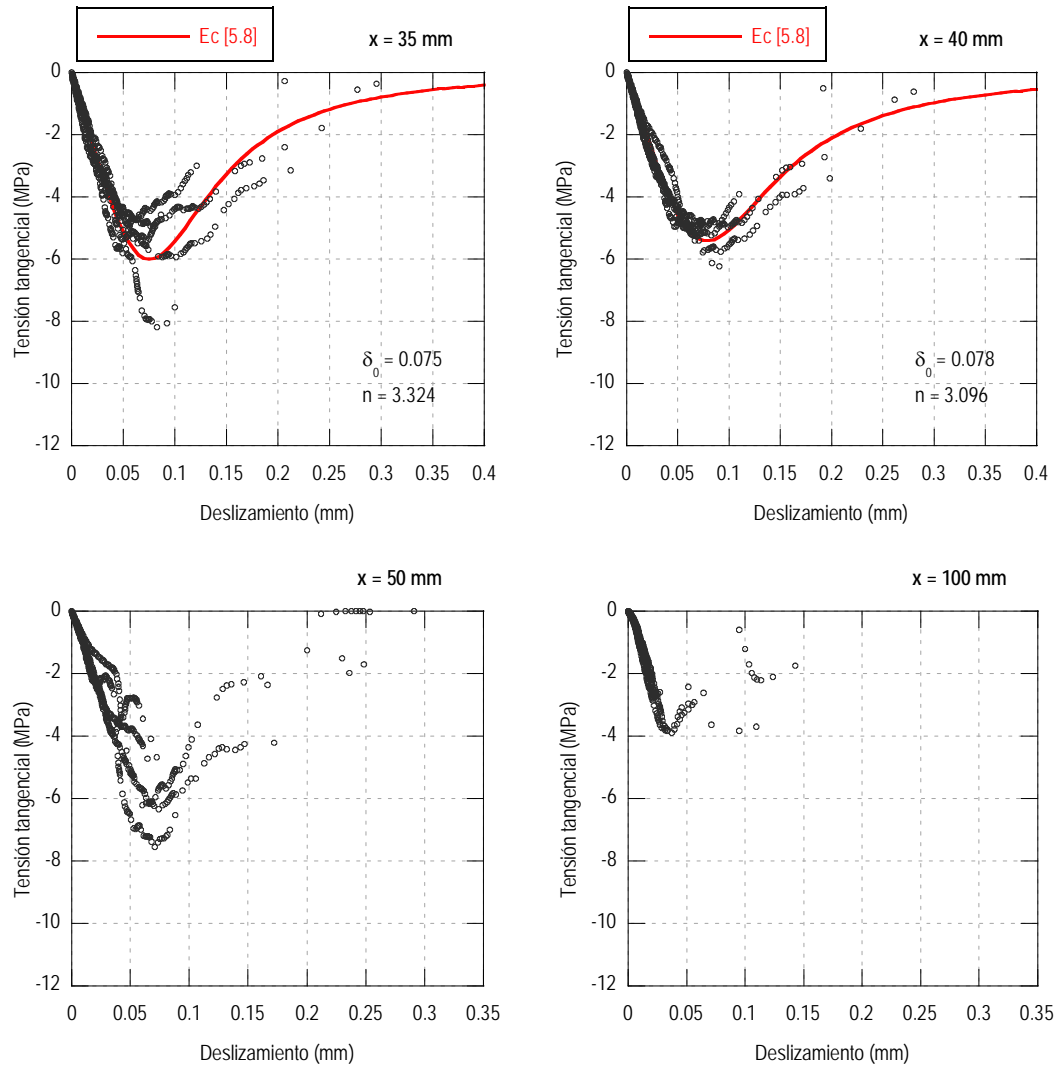


Figura 5-35 Relación tensión-deslizamiento en diferentes puntos de las semivigas que fallaron de las piezas H403

A diferencia de la familia H402, no existe un cambio brusco entre las relaciones tensión-deslizamiento. Esto se atribuye a que la capa de adhesivo de 3 mm de espesor transmite de forma más «uniforme» y «eficiente» las tensiones al hormigón evitando su concentración en zonas reducidas. Por esta razón, el fallo en las piezas H403 no se produjo únicamente en la interfaz adhesivo-hormigón como ocurrió en las piezas H402.

En la Tabla 5-8 se recogen las medidas de dispersión de los parámetros de la relación tensión-deslizamiento. En esta tabla, puede observarse que, en comparación con la familia H402, la dispersión es menor.

Tabla 5-8 Medidas de posición y dispersión de los parámetros de la relación tensión-deslizamiento de las probetas H403

| Sección | Parámetro | Min | Max | Media | Desviación estándar | Coef. de Var. |
|-----------|---------------------|--------|---------|---------------|---------------------|---------------|
| x = 15 mm | τ_{\max} (MPa) | 7.9016 | 10.2304 | 8.7993 | 1.0679 | 0.1214 |
| | δ_o (mm) | 0.0744 | 0.1136 | 0.0947 | 0.0180 | 0.1902 |
| | δ_u (mm) | 0.1501 | 0.4026 | 0.3149 | 0.1006 | 0.3194 |
| x = 20 mm | τ_{\max} (MPa) | 6.5939 | 10.2903 | 8.3150 | 1.3395 | 0.1611 |
| | δ_o (mm) | 0.0667 | 0.1078 | 0.0859 | 0.0180 | 0.2093 |
| | δ_u (mm) | 0.1361 | 0.3868 | 0.2999 | 0.0999 | 0.3330 |
| x = 25 mm | τ_{\max} (MPa) | 5.6782 | 10.4909 | 7.7078 | 1.7469 | 0.2266 |
| | δ_o (mm) | 0.0601 | 0.0967 | 0.0773 | 0.0164 | 0.2114 |
| | δ_u (mm) | 0.1231 | 0.3710 | 0.2852 | 0.0988 | 0.3464 |
| x = 30 mm | τ_{\max} (MPa) | 5.1044 | 9.7519 | 6.8710 | 1.7479 | 0.2544 |
| | δ_o (mm) | 0.0540 | 0.0869 | 0.0697 | 0.0148 | 0.2125 |
| | δ_u (mm) | 0.1111 | 0.3552 | 0.2708 | 0.0972 | 0.3592 |
| x = 35 mm | τ_{\max} (MPa) | 4.9236 | 8.0734 | 6.0058 | 1.2198 | 0.2031 |
| | δ_o (mm) | 0.0484 | 0.0974 | 0.0742 | 0.0176 | 0.2366 |
| | δ_u (mm) | 0.1002 | 0.3392 | 0.2565 | 0.0953 | 0.3713 |
| x = 40 mm | τ_{\max} (MPa) | 4.8458 | 6.2309 | 5.4158 | 0.5615 | 0.1037 |
| | δ_o (mm) | 0.0663 | 0.0902 | 0.0800 | 0.0098 | 0.1223 |
| | δ_u (mm) | 0.0902 | 0.3233 | 0.2425 | 0.0929 | 0.3829 |

5.2.6. Piezas de hormigón H60 y capa de adhesivo de 2 mm

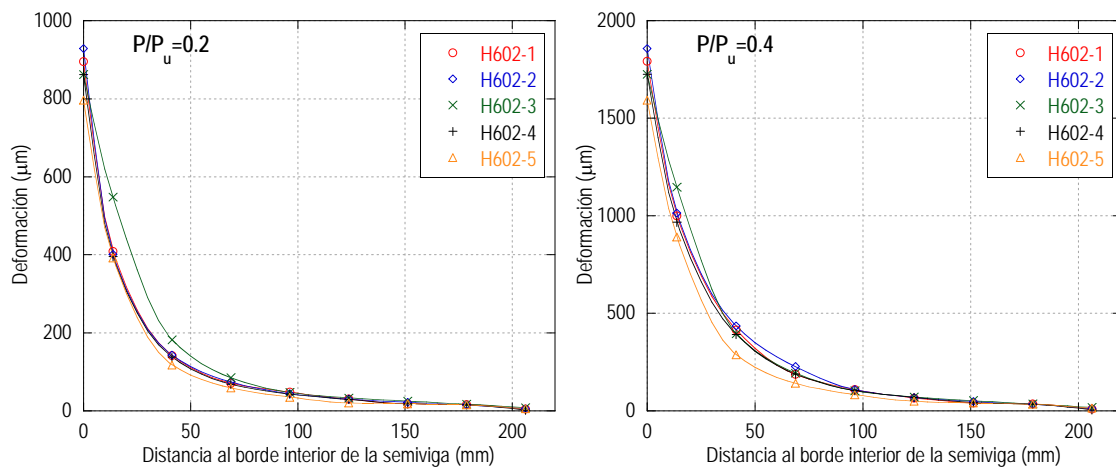


Figura 5-36 Deformación de la banda FRP de las piezas H602 para $P/P_u = 0.2$ y $P/P_u = 0.4$

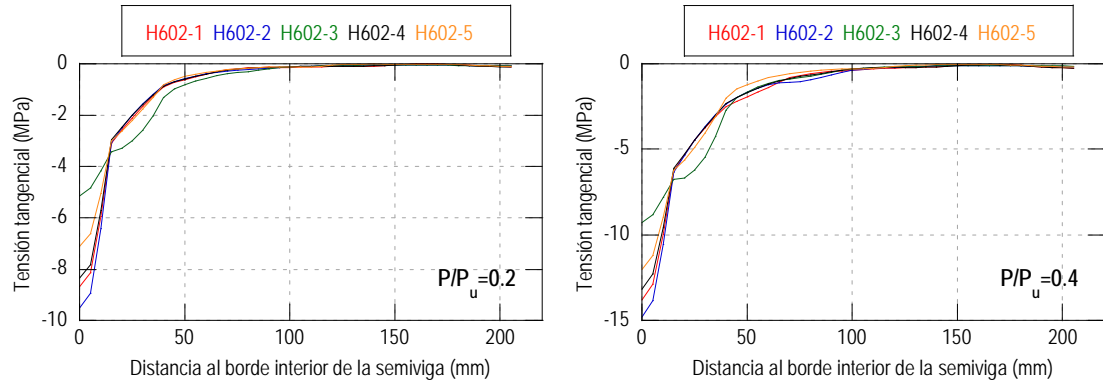


Figura 5-37 Tensiones tangenciales en las piezas H602 para $P/P_u = 0.2$ y $P/P_u = 0.4$

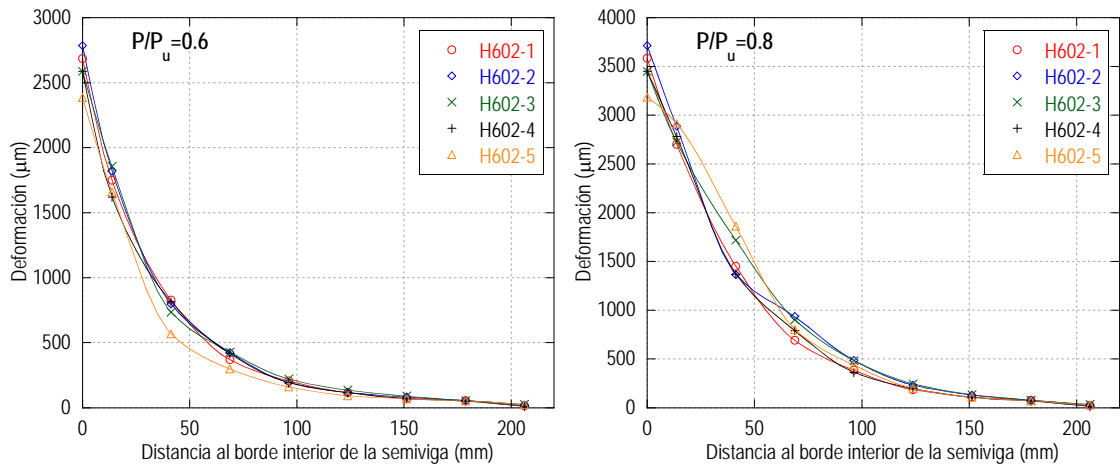


Figura 5-38 Deformación de la banda FRP de las piezas H602 para $P/P_u = 0.6$ y $P/P_u = 0.8$

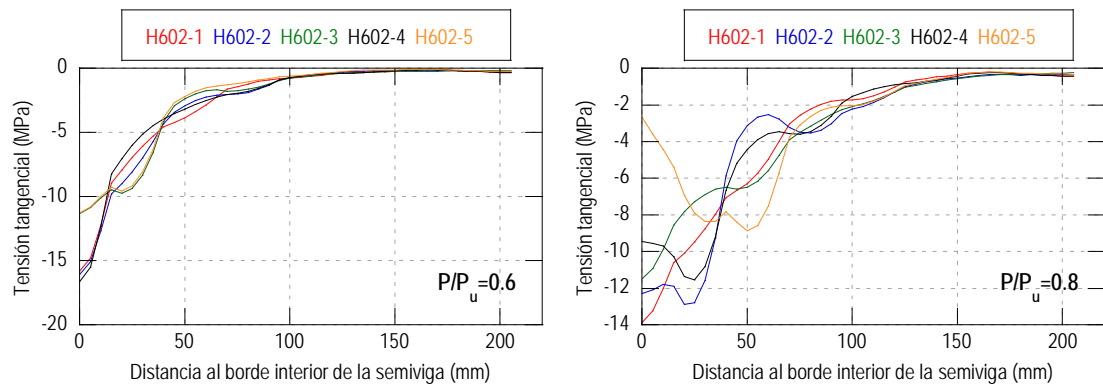


Figura 5-39 Tensiones tangenciales en las piezas H602 para $P/P_u = 0.6$ y $P/P_u = 0.8$

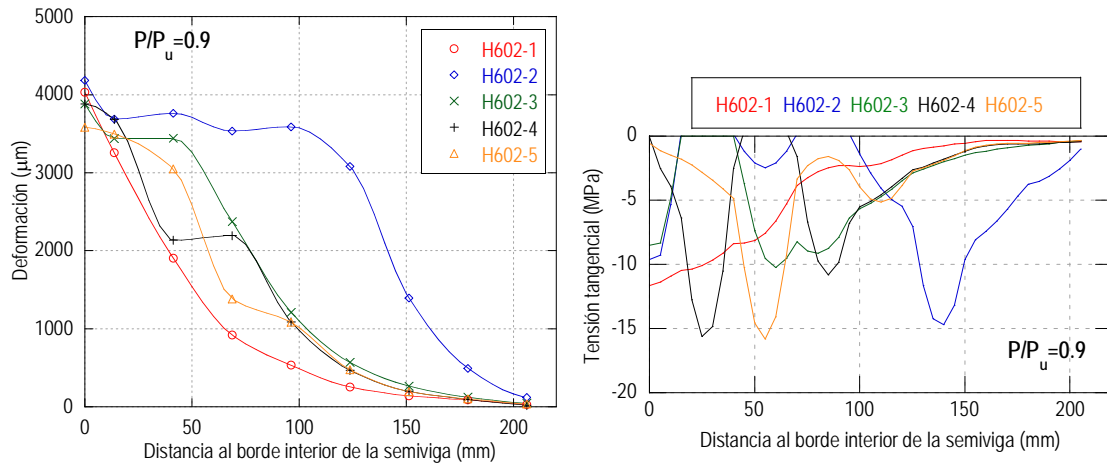
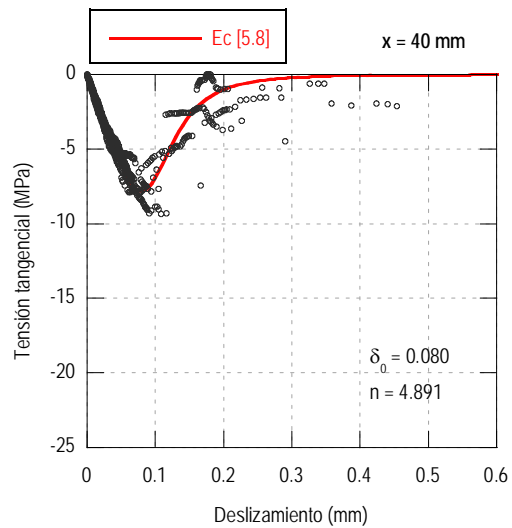
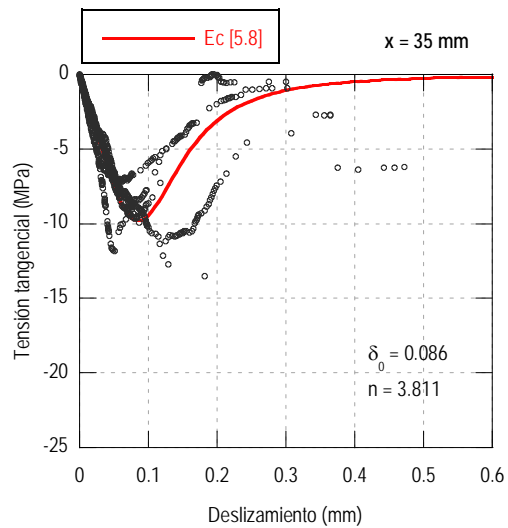
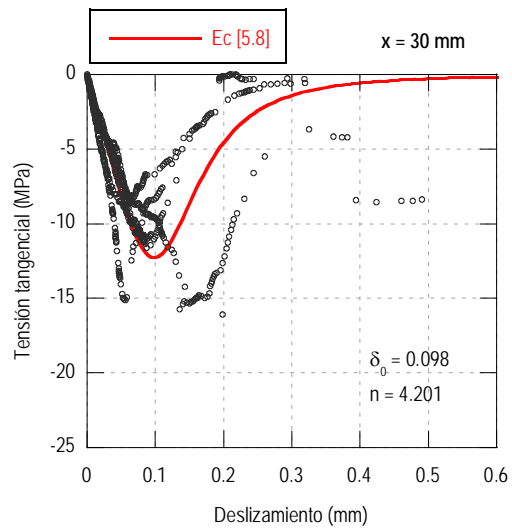
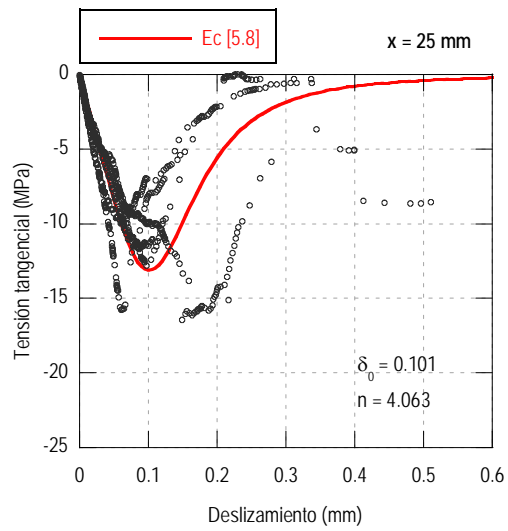
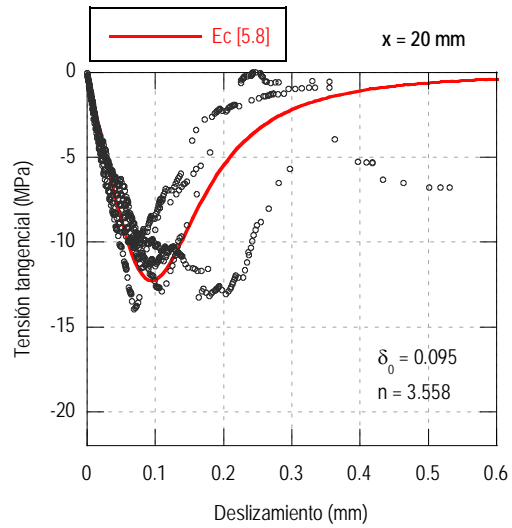
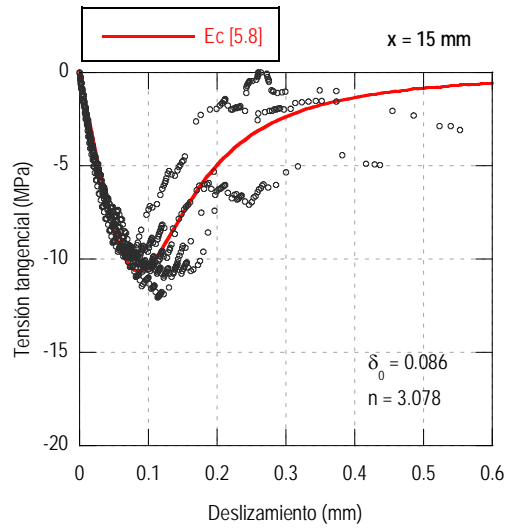


Figura 5-40 Deformación de la banda FRP y tensiones tangenciales en las piezas H602 para $P/P_u = 0.9$

Para las relaciones P/P_u de 0.2 y 0.4, la distribución de las tensiones tangenciales tiene forma regular, excepto por la H602-3 en la que hay mayor transferencia de tensiones en la zona comprendida entre 15 y 45 mm.

Para la relación $P/P_u = 0.6$, la distribución de las tensiones en las piezas H602-1, H602-2 y H602-4 es similar, lo mismo puede decirse para las piezas H602-4 y H602-5.

Cuando la carga del ensayo alcanza el 80% de la carga última, la irregularidad de la distribución de las tensiones tangenciales es notoria en la zona comprendida entre el borde interior y 75 mm. Además, la tensión en el extremo disminuye en todas las piezas pasando a distribuirse a lo largo de la citada zona. Este efecto es más notorio en las piezas H602-2, H602-4 y H602-5. Cuando la carga ha alcanzado el 90% de la carga última, el adhesivo ha roto transversalmente en las piezas H602-2, H602-3, H602-4 y H602-5. Esto explica la irregularidad de la distribución de las tensiones y la forma regular en la pieza H602-1. A continuación se presenta el análisis de la relación tensión-deslizamiento, pero esta vez hasta una separación de 100 mm desde el borde interior.



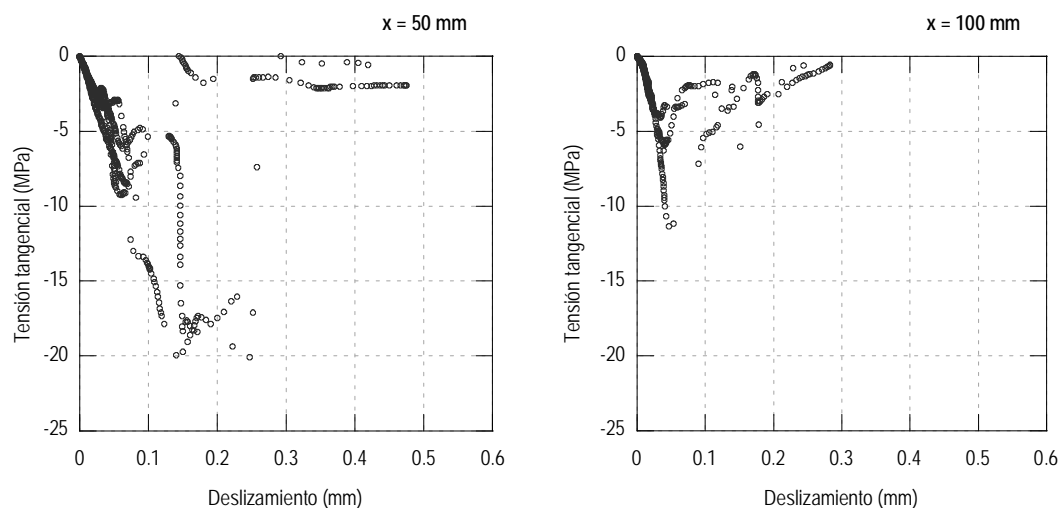


Figura 5-41 Relación tensión-deslizamiento en diferentes puntos de las semivigas que fallaron de las piezas H602

Las relaciones tensión-deslizamiento de las diferentes semivigas no tienen un patrón claro debido a que el adhesivo fracturó en diferentes zonas en todas las piezas provocando la «distorsión» observada en los gráficos de la Figura 5-41. En la Tabla 5-9 se recogen los valores de los parámetros de la relación tensión-deslizamiento, de los cuales, el deslizamiento asociado a tensión máxima presenta gran dispersión presentando un coeficiente de variación de 45% para $x = 35$ mm.

Tabla 5-9 Medidas de posición y dispersión de los parámetros de la relación tensión-deslizamiento de las probetas H602

| Sección | Parámetro | Min | Max | Media | Desviación estándar | Coef. de Var. |
|-------------|---------------------|---------|---------|----------------|---------------------|---------------|
| $x = 15$ mm | τ_{\max} (MPa) | 9.8680 | 11.9894 | 10.6508 | 0.8498 | 0.0798 |
| | δ_o (mm) | 0.0708 | 0.1321 | 0.0998 | 0.0240 | 0.2402 |
| | δ_u (mm) | 0.3733 | 0.6073 | 0.4686 | 0.1067 | 0.2277 |
| $x = 20$ mm | τ_{\max} (MPa) | 10.3069 | 13.7751 | 12.2821 | 1.4372 | 0.1170 |
| | δ_o (mm) | 0.0676 | 0.1784 | 0.1145 | 0.0469 | 0.4099 |
| | δ_u (mm) | 0.3548 | 0.5880 | 0.4494 | 0.1057 | 0.2353 |
| $x = 25$ mm | τ_{\max} (MPa) | 9.9315 | 16.1042 | 13.1190 | 2.5929 | 0.1976 |
| | δ_o (mm) | 0.0580 | 0.1628 | 0.1023 | 0.0438 | 0.4285 |
| | δ_u (mm) | 0.3365 | 0.5686 | 0.4304 | 0.1048 | 0.2435 |
| $x = 30$ mm | τ_{\max} (MPa) | 8.9002 | 15.3350 | 12.2834 | 2.6086 | 0.2124 |
| | δ_o (mm) | 0.0502 | 0.1492 | 0.0917 | 0.0408 | 0.4455 |
| | δ_u (mm) | 0.3182 | 0.5491 | 0.4118 | 0.1040 | 0.2525 |

| Sección | Parámetro | Min | Max | Media | Desviación estándar | Coef. de Var. |
|-----------|---------------------|--------|---------|---------------|---------------------|---------------|
| x = 35 mm | τ_{\max} (MPa) | 7.2129 | 11.1254 | 9.8122 | 1.5843 | 0.1615 |
| | δ_o (mm) | 0.0443 | 0.1374 | 0.0837 | 0.0380 | 0.4537 |
| | δ_u (mm) | 0.3000 | 0.5295 | 0.3935 | 0.1032 | 0.2623 |
| x = 40 mm | τ_{\max} (MPa) | 6.9229 | 9.2363 | 7.8306 | 0.8687 | 0.1109 |
| | δ_o (mm) | 0.0677 | 0.0901 | 0.0780 | 0.0111 | 0.1418 |
| | δ_u (mm) | 0.2818 | 0.5097 | 0.3755 | 0.1025 | 0.2731 |

Con el fin de visualizar más claramente el comportamiento de la aludida relación, ésta se ha analizado para niveles de carga inferiores al de la rotura del adhesivo. En la Tabla 5-10 se recogen los valores de la carga que produjo la primera rotura del adhesivo P_{fa} en cada pieza y en los gráficos de la Figura 5-42 se representa la relación contra el deslizamiento hasta el nivel de carga recogido dicha tabla.

Tabla 5-10 Relación entre la carga que produce la rotura del adhesivo y la carga de despegue en las piezas H602

| Pieza | H6021 | H6022 | H6023 | H6024 | H6025 |
|---------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| P_{fa} (kN) | 52.51 | 48.47 | 42.01 | 44.43 | 40.39 |
| P_{fa}/P_u | 0.96 | 0.86 | 0.80 | 0.85 | 0.83 |

Según puede apreciarse en los gráficos de la Figura 5-42 cuando se produce el fallo del adhesivo, la región comprendida entre el borde interior y 30 mm se encuentra en estado de «ablandamiento». No obstante, la pieza es capaz de seguir soportando incrementos de carga aunque el adhesivo haya roto, pues en la zona delimitada por las líneas de rotura el adhesivo continúa adherido al hormigón. En estas líneas de rotura, el refuerzo experimenta un incremento súbito de deformación reduciendo drásticamente la transferencia de las tensiones tangenciales al hormigón, al mismo tiempo que se induce una concentración en el borde de la nueva y reducida longitud adherida.

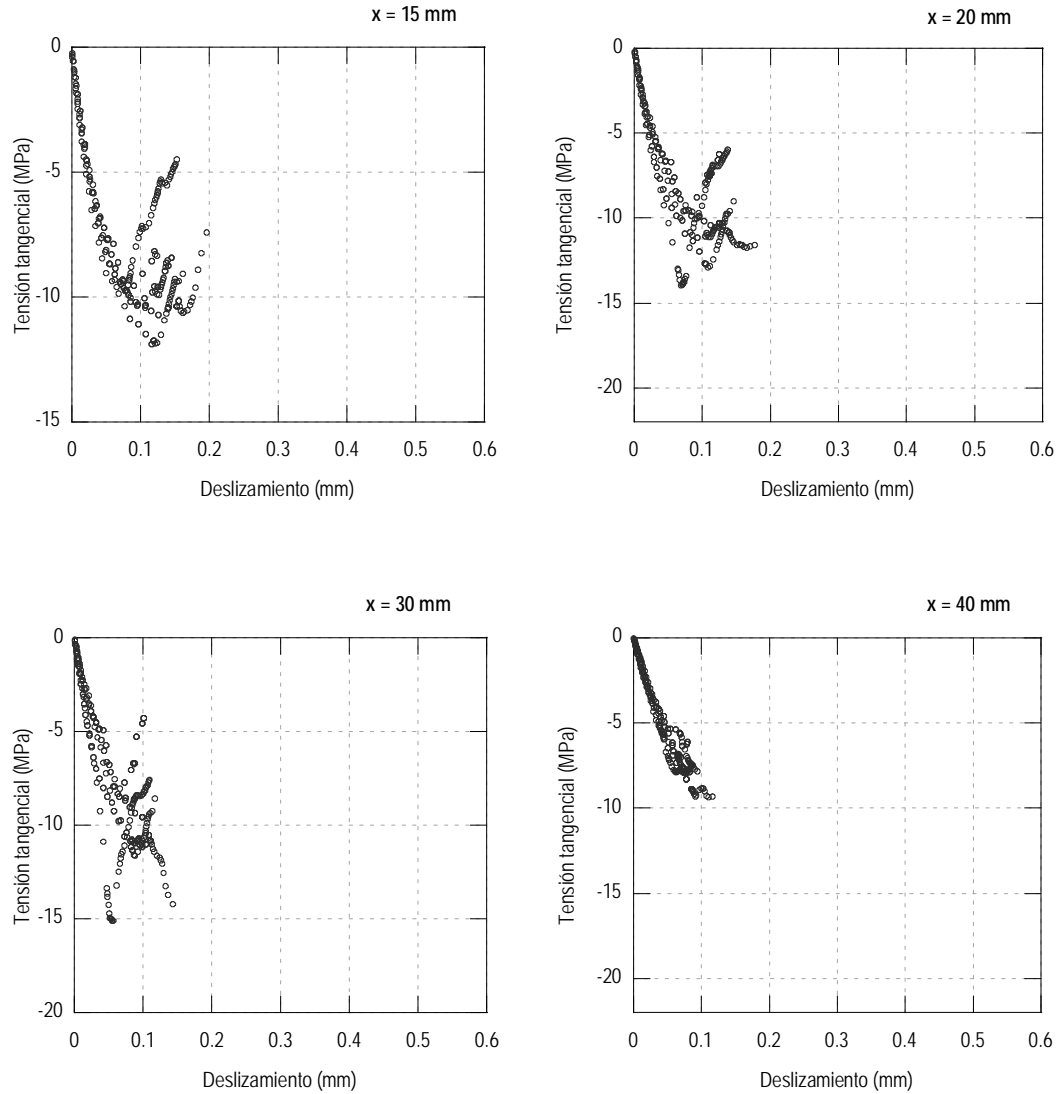


Figura 5-42 Relación tensión-deslizamiento en diferentes puntos de las semivigas que fallaron de las piezas H602 antes de la rotura del adhesivo

El hecho de que las piezas admitan incrementos de carga aunque el adhesivo haya roto transversalmente en las proximidades del borde interior está ligado al de que la longitud efectiva es inferior a la longitud adherida, permitiendo una redistribución de las tensiones tangenciales e induciendo aumentos súbitos en las vecindades de la región en la que rompió el adhesivo. Esto explica los incrementos súbitos que se observan en el gráfico de la relación tensión-deslizamiento para $x = 50$ mm de la Figura 5-41 y en el de la distribución de las tensiones tangenciales de la Figura 5-40.

5.2.7. Piezas de hormigón H60 y capa de adhesivo de 3 mm

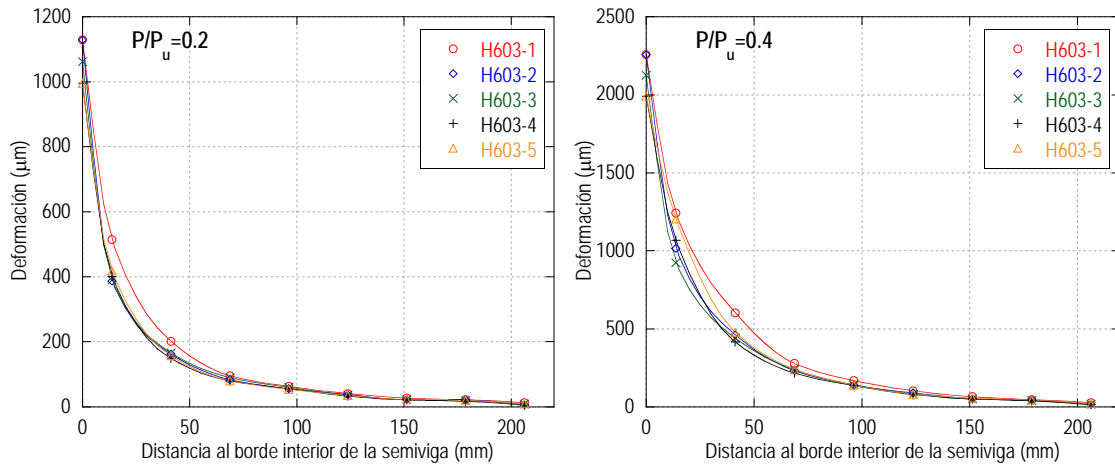


Figura 5-43 Deformación de la banda FRP de las piezas H603 para $P/P_u = 0.2$ y $P/P_u = 0.4$

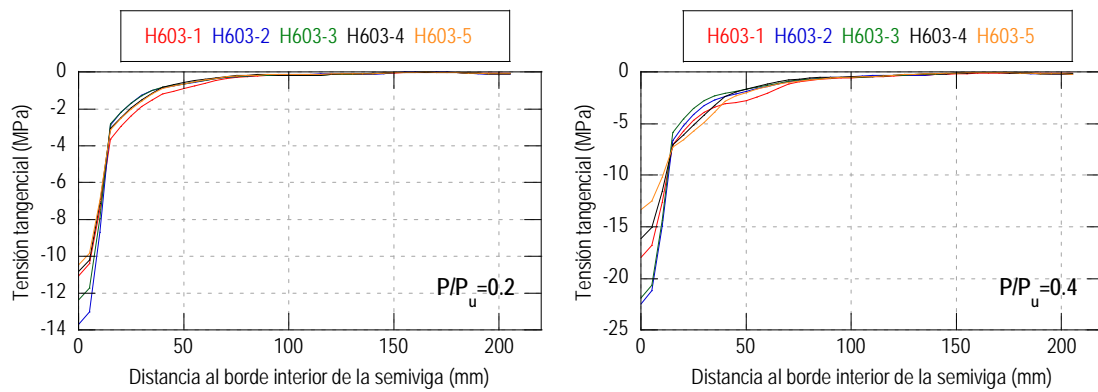


Figura 5-44 Tensiones tangenciales en las piezas H603 para $P/P_u = 0.2$ y $P/P_u = 0.4$

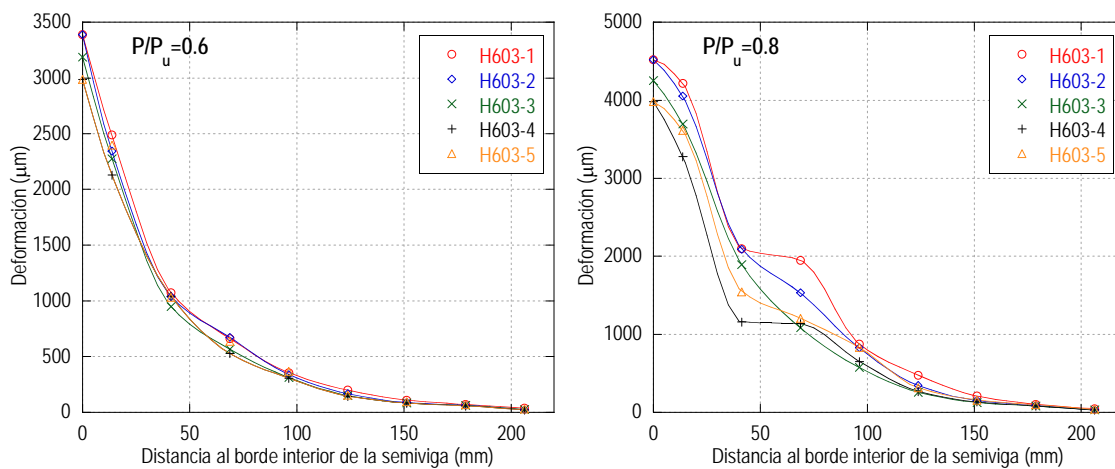


Figura 5-45 Deformación de la banda FRP de las piezas H603 para $P/P_u = 0.6$ y $P/P_u = 0.8$

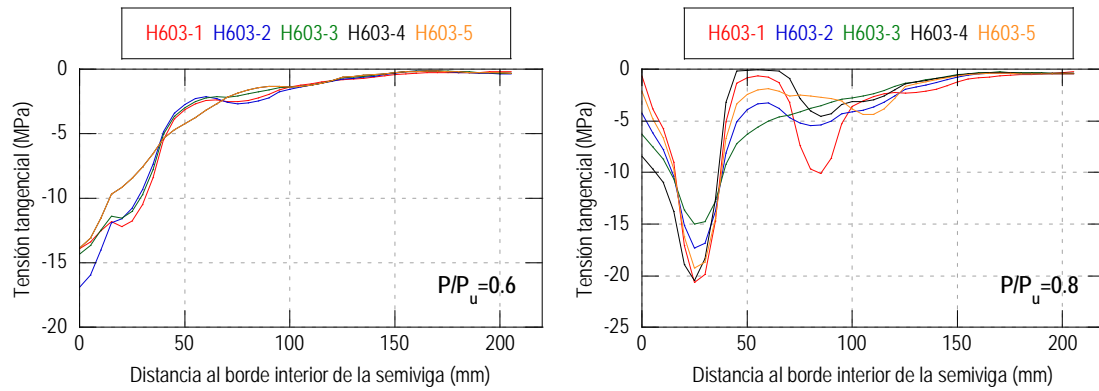


Figura 5-46 Tensiones tangenciales en las piezas H603 para $P/P_u = 0.6$ y $P/P_u = 0.8$

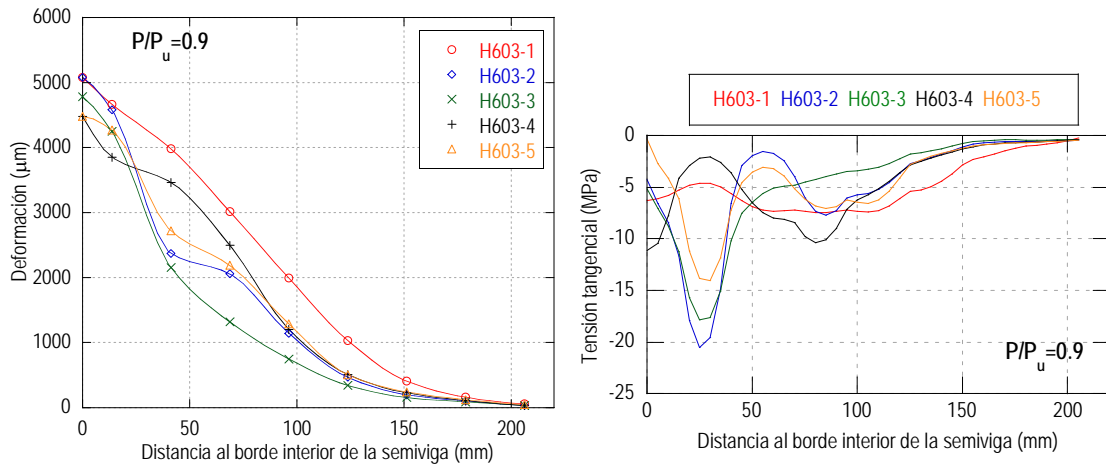


Figura 5-47 Deformación de la banda FRP y tensiones tangenciales en las piezas H603 para $P/P_u = 0.9$

Para relaciones P/P_u inferiores a 0.8 el comportamiento de todas las piezas es regular y uniforme.

Cuando la carga sobre el ensayo alcanza el 90% de la carga última, en las piezas H603-1, H603-4 y H603-5 se ha producido la rotura del adhesivo en al menos una sección. Esto, al igual que en las piezas H602, explica la naturaleza irregular de la distribución de las tensiones tangenciales. También justifica la disminución de la concentración de las tensiones tangenciales en la zona próxima al borde interior que se puede observar en la Figura 5-47.

Cabe destacar que en el caso de la pieza H603-5, la disminución de la concentración de tensiones en la sección ubicada a 25 mm del borde interior no es tan abrupta como en las H603-1 y H603-4. Esto se debe a que existe un descenso en la deformación de la galga 2 antes del fallo, el cual se produce a una carga del 86% de la del despegue. Una vez roto el adhesivo, la deformación de la galga 2 comienza a aumentar rápidamente, pero no lo suficiente para reducir la diferencia entre las galgas 1 y 2 para la relación $P/P_u = 0.9$. Lo anterior puede apreciarse en el gráfico de la Figura 5-48.

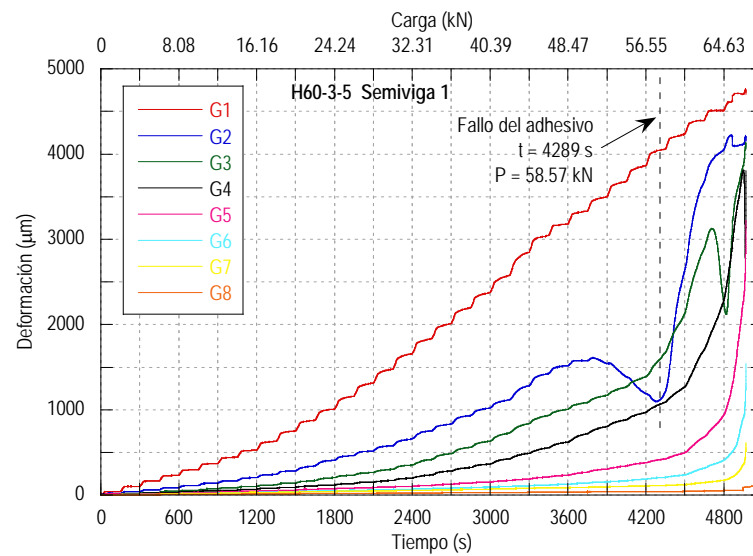
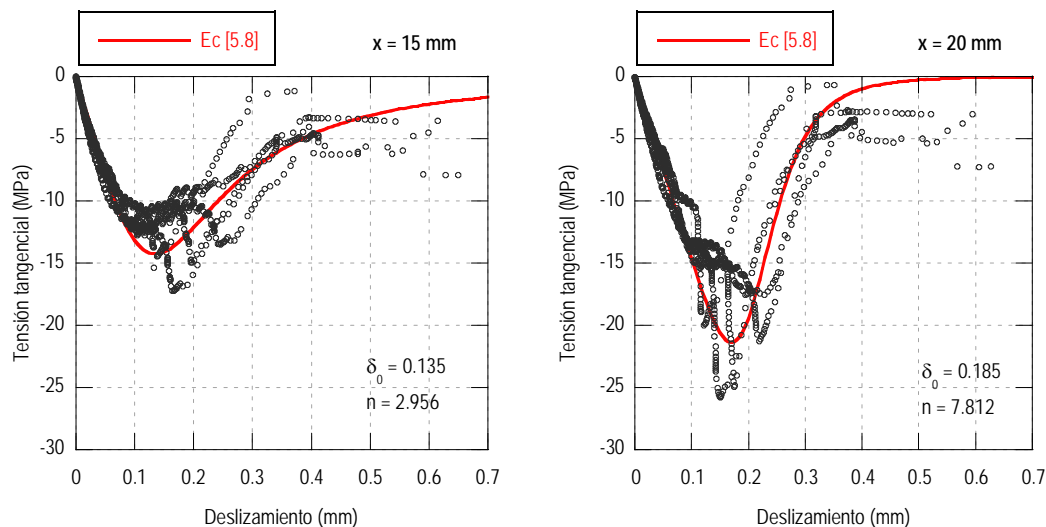


Figura 5-48 Deformación de la banda FRP de la pieza H603-5, semiviga 1.

A continuación se presenta en análisis de la relación tensión-deslizamiento.



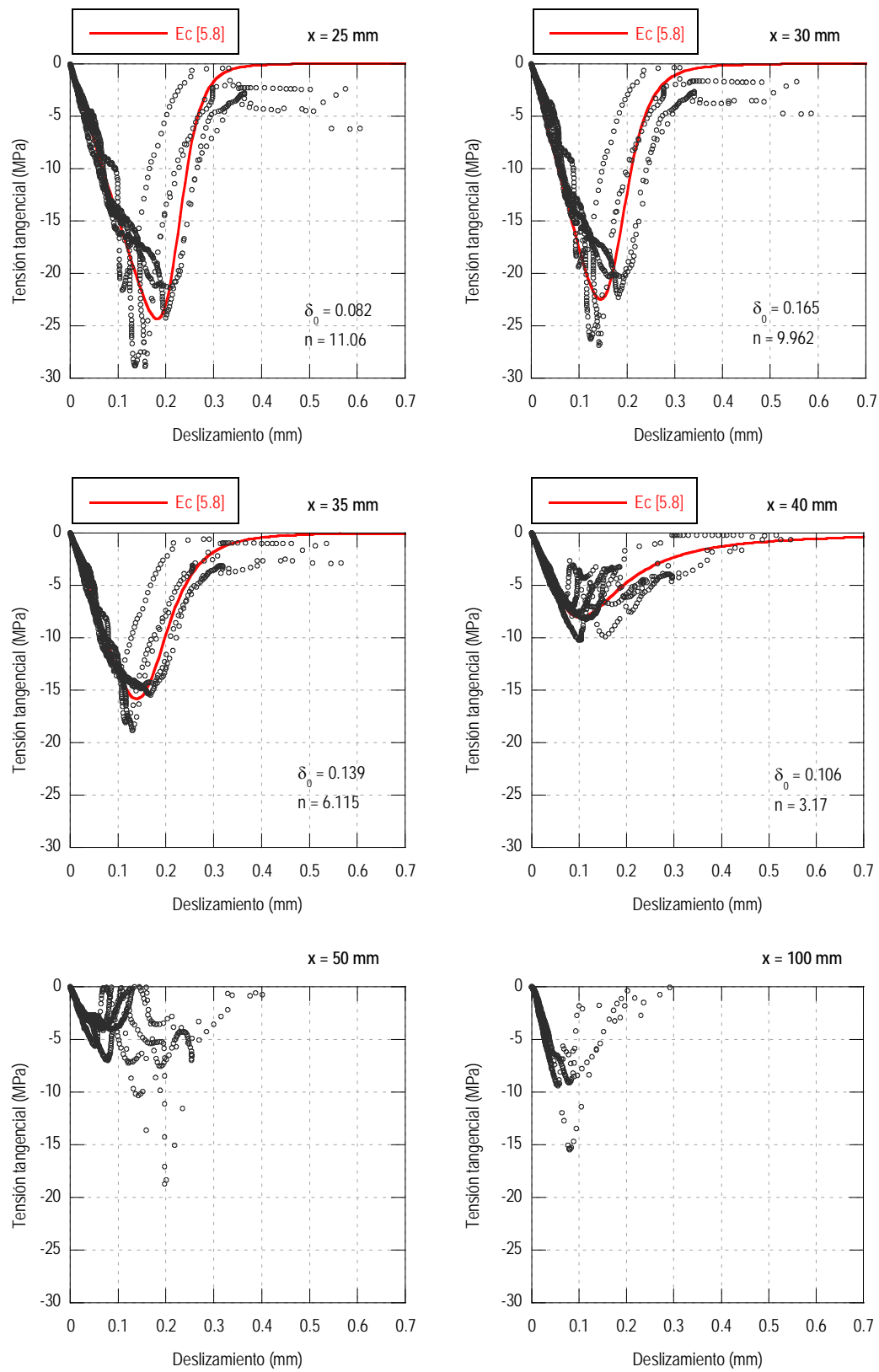


Figura 5-49 Relación tensión-deslizamiento en diferentes puntos de las semivigas que fallaron de las piezas H603

Con base en los gráficos de la Figura 5-49, y a diferencia de las piezas H602, sí se desarrolla la etapa de ablandamiento en el extremo según puede apreciarse en los gráficos de las secciones ubicadas a 15, 20 y 30 mm del borde. Sin embargo, para $x = 40$ mm la forma de la relación tensión-deslizamiento cambia drásticamente denotando que existe una concentración de tensiones en el extremo como también ha podido deducirse del gráfico de las tensiones para la relación $P/P_u = 0.8$; de hecho, la relación $P/P_u = 0.85$ es la mínima para la que se produce el fallo del adhesivo en las piezas H603, concretamente en la H603-1 (Tabla 5-12).

Para la relación $P/P_u = 0.9$, la concentración de tensiones en torno a los 25 mm a partir del borde disminuye en las piezas H603-1, H603-4 y H603-5 debido a la rotura del adhesivo, en tanto que en las piezas H603-2 y H603-3 aumenta ya que la rotura se produce cuando la carga alcanza respectivamente el 94 y 95% de la carga de despegue. En la Tabla 5-11 se recogen algunas medidas de dispersión de τ_{\max} , δ_0 y δ_u y en la Tabla 5-12 se presenta la relación P_{fa}/P_u de las piezas H603.

Con base en los valores recogidos en la Tabla 5-11 se deduce que al aumentar el espesor del adhesivo se mejora la distribución de las tensiones tangenciales pues la dispersión es claramente inferior en comparación con la familia H602.

Tabla 5-11 Medidas de posición y dispersión de los parámetros de la relación tensión-deslizamiento de las probetas H603

| Sección | Parámetro | Min | Max | Media | Desviación estándar | Coef. de Var. |
|-----------|---------------------|---------|---------|----------------|---------------------|---------------|
| x = 15 mm | τ_{\max} (MPa) | 12.3386 | 17.2429 | 14.2678 | 1.8291 | 0.1282 |
| | δ_o (mm) | 0.1299 | 0.2408 | 0.1731 | 0.0455 | 0.2629 |
| | δ_u (mm) | 0.5375 | 0.6492 | 0.5949 | 0.0423 | 0.0711 |
| x = 20 mm | τ_{\max} (MPa) | 17.5123 | 25.0310 | 21.3885 | 2.9339 | 0.1372 |
| | δ_o (mm) | 0.1211 | 0.2185 | 0.1704 | 0.0383 | 0.2250 |
| | δ_u (mm) | 0.5145 | 0.6271 | 0.5728 | 0.0428 | 0.0748 |
| x = 25 mm | τ_{\max} (MPa) | 21.3394 | 27.6086 | 24.3605 | 2.8972 | 0.1189 |
| | δ_o (mm) | 0.1079 | 0.2027 | 0.1590 | 0.0416 | 0.2613 |
| | δ_u (mm) | 0.4922 | 0.6058 | 0.5513 | 0.0434 | 0.0788 |
| x = 30 mm | τ_{\max} (MPa) | 19.5381 | 25.3266 | 22.4820 | 2.6332 | 0.1171 |
| | δ_o (mm) | 0.0975 | 0.1871 | 0.1450 | 0.0388 | 0.2674 |
| | δ_u (mm) | 0.4705 | 0.5854 | 0.5303 | 0.0441 | 0.0831 |

| Sección | Parámetro | Min | Max | Media | Desviación estándar | Coef. de Var. |
|-----------|---------------------|---------|---------|----------------|---------------------|---------------|
| x = 35 mm | τ_{\max} (MPa) | 13.3658 | 18.4113 | 15.8305 | 1.9761 | 0.1248 |
| | δ_o (mm) | 0.0895 | 0.1683 | 0.1286 | 0.0305 | 0.2375 |
| | δ_u (mm) | 0.4493 | 0.5655 | 0.5096 | 0.0448 | 0.0878 |
| x = 40 mm | τ_{\max} (MPa) | 6.9354 | 10.1775 | 8.0586 | 1.3068 | 0.1622 |
| | δ_o (mm) | 0.0813 | 0.1300 | 0.1025 | 0.0204 | 0.1990 |
| | δ_u (mm) | 0.4283 | 0.5460 | 0.4892 | 0.0454 | 0.0929 |

Tabla 5-12 Relación entre la carga que produce la rotura del adhesivo y la carga de despegue en las piezas H603

| Pieza | H6031 | H6032 | H6033 | H6034 | H6035 |
|---------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| P_{fa} (kN) | 58.57 | 64.63 | 64.61 | 52.21 | 58.57 |
| P_{fa}/P_u | 0.85 | 0.94 | 0.95 | 0.86 | 0.86 |

5.2.8. Análisis de la tensión máxima y el deslizamiento asociado a la misma

En el presente apartado se analiza la influencia de la resistencia del hormigón y el espesor del adhesivo en la resistencia tangencial máxima y el deslizamiento asociado a la misma. Siguiendo el mismo procedimiento del apartado anterior, es decir mediante el ajuste no paramétrico de la deformación de la banda FRP mediante la técnica *shape-preserving*, se obtiene la tensión máxima y el deslizamiento asociado pero esta vez incluyendo los datos de las semivigas que no fallaron.

Se ha considerado que la sección ubicada a 35 mm a partir del borde interior es representativa para el cálculo de la relación tensión-deslizamiento por ubicarse entre las galgas 1 y 2 y porque todas las piezas presentan concentración de tensiones en dicha zona. En los gráficos de las figuras 5-50 a 5-52 se representan los histogramas correspondientes.

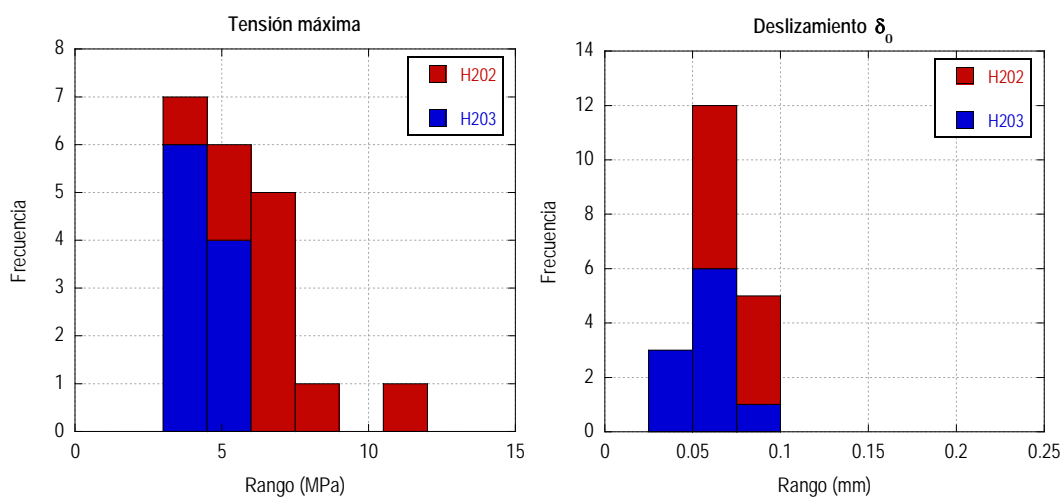


Figura 5-50 Histogramas de la tensión máxima y del deslizamiento δ_0 de las probetas de hormigón H20

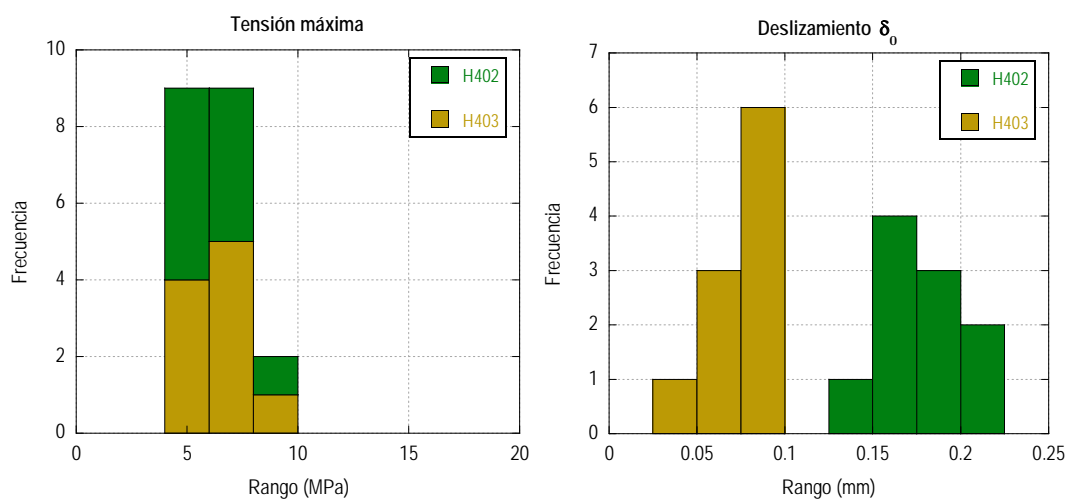


Figura 5-51 Histogramas de la tensión máxima y del deslizamiento δ_0 de las probetas de hormigón H40

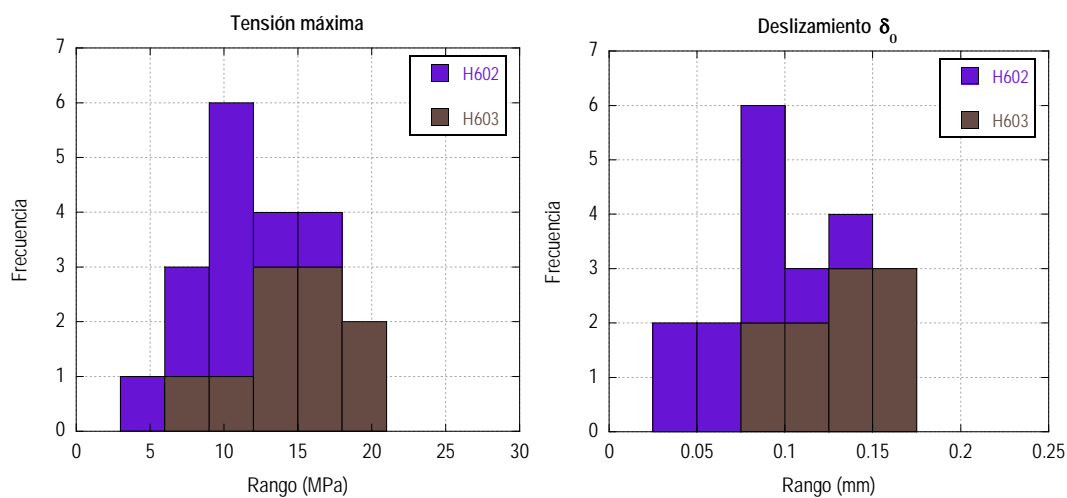


Figura 5-52 Histogramas de la tensión máxima y del deslizamiento δ_0 de las probetas de hormigón H60

A partir de los histogramas de la tensión máxima y el deslizamiento δ_0 se deduce que el aumento del espesor del adhesivo disminuye la dispersión de la tensión máxima en las probetas de hormigón H20, pues como se ha comentado anteriormente, la distribución de las tensiones es más «uniforme». Al aumentar la rigidez de la capa de adhesivo, el deslizamiento asociado a la tensión máxima disminuye en las probetas de hormigón H40, pues el fallo de las piezas con 2 mm de espesor se produjo en gran medida en la interfaz adhesivo-hormigón, lo cual indica que, además de la influencia de la rigidez de la capa, la adhesión de estos materiales fue mejor en las probetas con 3 mm de adhesivo.

En el caso de las probetas de hormigón H60, existe un aumento tanto en la tensión máxima como en el deslizamiento asociado a la misma. Esto se atribuye esencialmente a que el adhesivo fue el elemento limitativo en las probetas con 2 mm. Por tanto, al aumentar la resistencia de la capa, la transferencia de las tensiones al hormigón fue mayor, y en definitiva se tradujo en un aumento de la carga de despegue.

Sólo en una pieza de la familia H603 la tensión máxima supera los 20 MPa debido a que la rotura transversal del adhesivo era precedido por un decremento de la deformación de la banda FRP, lo cual era el indicio del comienzo del daño del adhesivo. Cabe señalar que en todas las semivigas H603 en las que se produjo el despegue, el adhesivo fracturó en las proximidades de la galga número 2. En la Figura 5-53 se muestra el caso de la semiviga 1 de la pieza H603-3 (los resultados de todas las semivigas se presentan en el Anejo B).

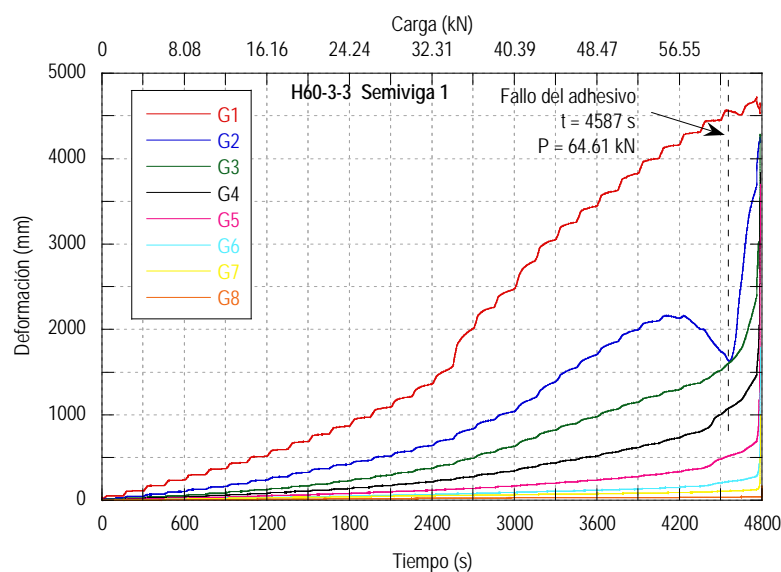


Figura 5-53 Lecturas de la deformación de la pieza H6033, semiviga 2

Tal como puede apreciarse en el gráfico anterior, el decremento en la deformación de la galga 2 resulta en un aumento en la diferencia entre ésta y la galga 1, lo cual se traduce en el cómputo en un incremento de la fuerza transferida y por ende de la tensión tangencial en la región delimitada por dichas galgas. Este fenómeno no sucede en la semiviga 2 de la pieza H603-5, de hecho, la diferencia de deformaciones entre la galga 1 y 2 es menor que en las de las piezas H603-4 (semiviga 2) y H603-2 (semiviga 2) en las que a pesar de no mostrar indicios de rotura del adhesivo, sí existe una diferencia importante en las deformaciones. Por esta razón, la tensión tangencial máxima en la semiviga 2 de la pieza H603-5 se encuentra en el rango de 10 a 15 MPa.

El promedio de la tensión máxima y deslizamiento asociado a la misma para cada grupo de ensayo se muestra en la Figura 5-54.

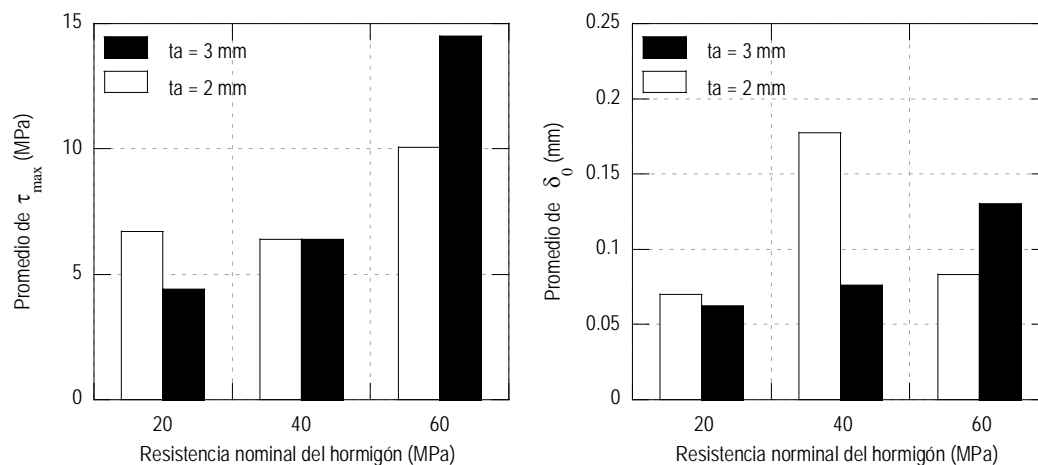


Figura 5-54 Promedio de la tensión máxima y del deslizamiento asociado a la misma

5.2.9. Deslizamiento último

En la Figura 5-28 se muestra el promedio por familia de piezas. En dicha figura, se observa que el efecto del espesor del adhesivo es mayor en las piezas de hormigón H40 y H60, principalmente en las últimas por ser el elemento limitativo del despegue.

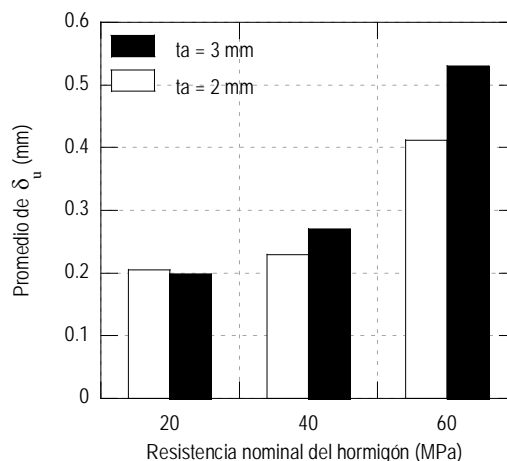


Figura 5-55 Promedio del deslizamiento último

5.2.10. Resumen del análisis de las tensiones en la interfaz FRP-Hormigón

Del análisis de las tensiones en la interfaz-FRP hormigón desarrollado en los epígrafes 5.2.2 a 5.2.9 se puede resumir lo siguiente:

En las piezas H20, la rotura se produjo de forma repentina a través de una delgada capa de hormigón, no dando lugar a una redistribución de tensiones, es decir, se produce un deterioro progresivo del hormigón a través de la longitud de transferencia hasta derivarse en una rotura frágil.

En las piezas H602 se produjeron roturas transversales del adhesivo debido a la concentración de tensiones tangenciales y normales, induciendo una redistribución de las tensiones soportando incluso nuevos incrementos de carga antes del despegue. El aumento del espesor del adhesivo en estas piezas retardó la rotura del mismo y favoreció la redistribución de las tensiones en la interfaz traduciéndose, en definitiva, en un aumento de la carga de despegue.

Las piezas H40 son un caso intermedio de los dos anteriores. El caso de las piezas H402, el fallo se produjo en la interfaz adhesivo-hormigón no dando lugar a una redistribución, en tanto que las H403 exhibieron una mejor adherencia, por tanto una mejor transferencia de las tensiones y el fallo se caracterizó por una

combinación de la rotura transversal del adhesivo, del fallo del hormigón y del fallo de la interfaz FRP-adhesivo.

Mediante la aplicación del ajuste no paramétrico *shape-preserving* a las lecturas de deformación de la banda FRP se obtuvieron los gráficos tensión-deslizamiento, simplificando éste último a la elongación del refuerzo. La región representativa para la relación tensión deslizamiento es la zona próxima al borde interior de la semiviga (35mm) por presentarse una concentración de tensiones. Se ha encontrado que la ecuación originalmente propuesta por Popovics S. (1973) se ajusta bien a la forma tensión-deslizamiento de todos los grupos de piezas.

5.3. Comprobación del despegue del refuerzo entre fisuras en vigas de hormigón

En el capítulo 2 se detallaron los modos de fallo documentados de vigas de hormigón reforzadas a flexión. El modo de fallo DGC no se aborda ya que el fallo es por cortante primordialmente. Los fallos DEI y DESC se evitan de forma eficaz prologando el refuerzo hasta los apoyos o mediante algún sistema de anclaje, por esta razón tampoco se ha considerado necesario abordarlos. En cambio, el fallo DFF se ha considerado aún incipiente.

Los escasos modelos que han surgido para pronosticar el citado modo de fallo consisten en limitar la deformación del refuerzo y comúnmente intervienen las propiedades mecánicas del refuerzo y la resistencia del hormigón. A partir de esta deformación, el cálculo de los esfuerzos se realiza mediante un análisis seccional común. El modelo recogido en el boletín 14 de la FIB incluye la separación entre fisuras de la viga, pero es muy complejo para su aplicación práctica.

La deformación del laminado para la que se produce el despegue está condicionada por varios factores, de los cuales, desde el punto de vista de la adherencia se pueden citar las propiedades mecánicas y geometría del laminado y del adhesivo, pero también de la geometría de la viga, cuantía y propiedades mecánicas de la armadura, distribución de la fisuración, etc. No obstante, un

modelo que tome en cuenta tal cantidad de variables corre el riesgo de ser inestable, más aún cuando no se tiene un rango amplio de los valores de las mismas. Además, es bien conocido que los resultados de fisuración y de las deformaciones tienen gran dispersión y no son constantes a lo largo del tiempo Perepérez Ventura B., et al. (2005). En la Figura 5-56 se muestra esquemáticamente las tensiones tangenciales que pueden tener lugar en la vecindad de una fisura de flexión.

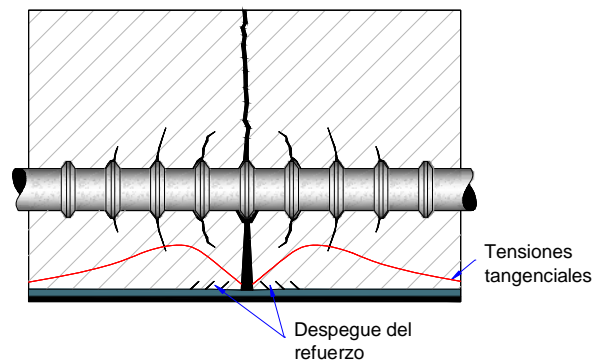


Figura 5-56 Tensiones tangenciales en la vecindad de una fisura de flexión

5.3.1. Base de datos de ensayos a flexión

Se recabó un total de 59 ensayos cuyo fallo ha sido del tipo DFF. En la base se incluyen refuerzos tipo «P» (laminados fabricados por pultrusión) y tipo «W» (refuerzo conformado mediante la técnica *wet lay-up*), así como una variedad de propiedades mecánicas de los materiales y geometría de las piezas.

También se incluyen vigas que fueron prefisuradas antes de la colocación del refuerzo. Estas piezas fueron retiradas de la máquina de ensayos para la colocación del refuerzo y una vez concluido el proceso de curado de la resina fueron ensayadas nuevamente hasta la rotura.

Se encontraron 8 casos en los que el refuerzo fue colocado bajo carga sostenida y para diferentes porcentajes de la resistencia nominal de la pieza de control. Esta resistencia nominal fue obtenida según la norma ACI 318 (2002) (Zhang A., et al. (2006)).

Cabe destacar un aspecto importante en el despegue del refuerzo en la zona de fisuras de flexión-cortante y que también suele catalogarse dentro del modo de fallo DFF, se trata del desplazamiento relativo de los labios de la fisura, el cual induce un efecto «peeling» muy desfavorable y que frecuentemente se deriva en el despegue súbito. Fenómeno de este tipo se muestra en la Figura 5-57.

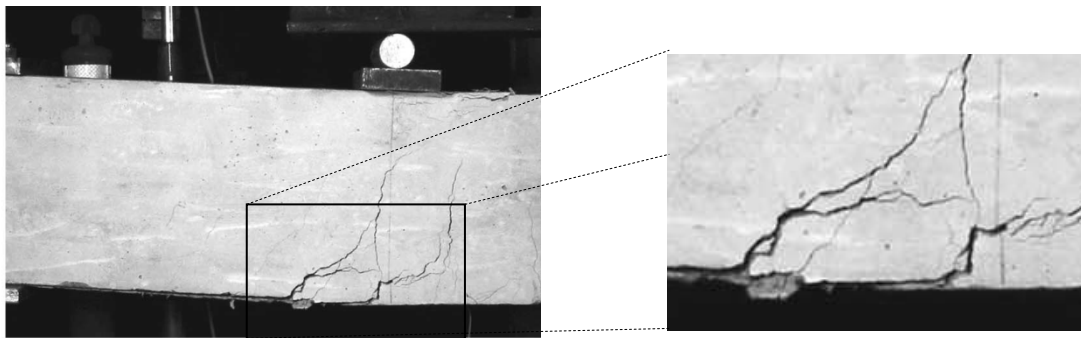


Figura 5-57 Despegue en la zona de fisuras de flexión-cortante con efecto «peeling» debido al desplazamiento relativo de los labios de la fisura. Fuente: [Pham Huy B. and Al-Mahaidi Riadh. 2006]

Por otra parte, se encontraron casos de ensayos de flexión de 4 puntos de vigas de esbeltez alta ($L/d > 16$) en las que el despegue, además de propagarse en dirección al apoyo más cercano, también se propagó al nivel de la armadura de tracción en la dirección opuesta como se muestra en las fotografías de la Figura 5-58.



Figura 5-58 Despegue en la zona de fisuras de flexión-cortante con propagación del despegue al nivel de la armadura de tracción en dirección al centro de vano (Izq. Pieza H4, Reeve B. Z. (2005); der. Pieza B-08M Kotynia Renata, et al. (2008))

Si el refuerzo ha sido anclado en los extremos mediante laminados en forma de U, la pieza puede seguir soportando carga después de producirse el despegue, pues

el anclaje evita su propagación hacia el extremo tal como se puede apreciar en las fotografías de la Figura 5-59. Por tanto, la deformación asociada al despegue difiere significativamente de la deformación asociada a la carga última, lo cual condujo a excluir las piezas con anclaje en ambos extremos.

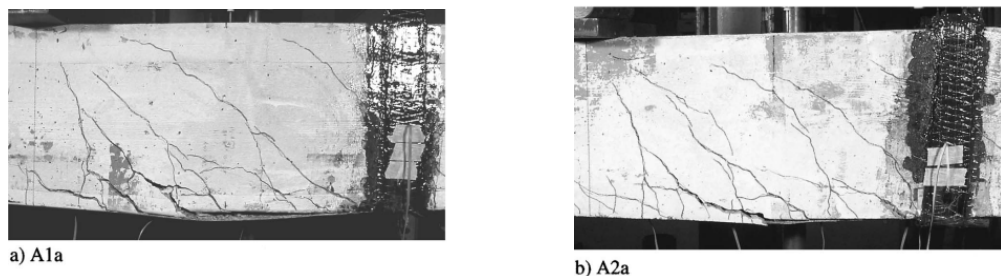


Figura 5-59 Despegue en la zona de fisuras de flexión-cortante en vigas con anclaje en ambos extremos. (Fuente: Pham Huy B., et al. (2006))

En el Anejo A se concentran las características de las vigas que conforman la base de datos. Se han analizado dos enfoques para la comprobación del despegue DFF. El primero consiste en el cálculo de la deformación del refuerzo en la sección crítica (sección de máximo momento flector) para la que se produce el despegue (ε_{pd}) y el segundo está basado en la tensión media de adherencia entre fisuras (τ_m).

Ambos enfoques requieren del cálculo de la tensión en laminado, bien en la sección crítica o en las secciones en las que presumiblemente se ubican las fisuras. La tensión en el laminado se ha obtenido de un análisis seccional común cuyas características se detallan a continuación.

5.3.2. Consideraciones sobre el análisis seccional

Con el fin de obtener la tensión en el laminado más próxima a la real bajo los esfuerzos experimentales, se han adoptado los valores de las propiedades de los materiales definidos como representativos en cada uno de los casos.

5.3.2.1. *Algoritmo para el cálculo de la deformación*

Dado que se trata de un procedimiento de comprobación, se asumen conocidas la cantidad y las propiedades de los materiales. El cálculo se puede realizar mediante dos procedimientos análogos que se detallan a continuación.

El primer procedimiento consiste en dos bucles, en el primero se itera el valor de la deformación de la fibra más comprimida ε_c y en el segundo, naturalmente anidado en el primero, se itera la profundidad de la fibra neutra c . Finalmente, mediante el equilibrio de fuerzas y compatibilidad de deformaciones se obtienen el estado de esfuerzos en el acero y en el material de refuerzo. En este caso, debe establecerse un valor inicial de ε_c y para ello, un punto de partida razonable es el estado de deformación correspondiente al momento de fisuración. Es importante definir un valor de la tolerancia a la hora de establecer el equilibrio de fuerzas, pues un valor muy pequeño puede ocasionar que el procedimiento se vuelva inestable (es decir, que se produzca un desbordamiento). Esta convergencia está asociada a los valores de los incrementos para ε_c y c , los cuales se establecen de manera que el tiempo del proceso no sea excesivamente largo sin menoscabo de la precisión.

La segunda alternativa consiste en que la variable a iterar en el proceso principal sea la curvatura φ , y dentro de este, se itere la profundidad de la fibra neutra c como en el caso anterior. Los valores de los incrementos de φ y c así como el valor de la tolerancia se han establecido cuidando el tiempo total de ejecución y la precisión del equilibrio de fuerzas.

La segunda alternativa es la empleada en la presente tesis ya que permite obtener de forma mejor controlada el diagrama momento-curvatura, el cual se analiza más adelante.

5.3.2.2. *Estado de deformación previo al refuerzo*

La comprobación de la deformación del refuerzo debe tener en cuenta el nivel tensional al momento de reforzar la viga. Esto implica ejecutar el algoritmo anterior pero sin la contribución del refuerzo hasta alcanzar el nivel de solicitación.

5.3.2.3. Diagrama de flujo y expresiones para el cálculo de la deformación del refuerzo

Por claridad, el diagrama de flujo se divide en los siguientes bloques:

1. Cálculo del estado de deformación previo al refuerzo. Consiste en encontrar la deformación en la fibra inferior en la sección más solicitada y para el nivel de carga asociada a la aplicación del refuerzo en la viga.

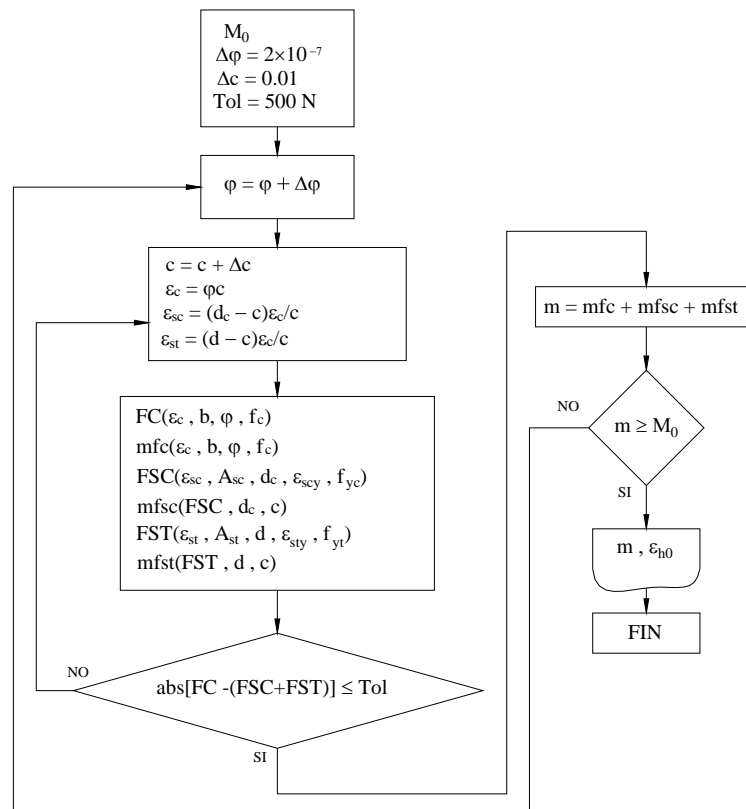


Figura 5-60 Diagrama de flujo para el cálculo el estado de deformación previo al refuerzo

2. Cálculo de la deformación teórica del refuerzo para los esfuerzos experimentales. Consiste en encontrar, para todas las vigas, la deformación del refuerzo en la sección más solicitada y para los esfuerzos experimentales asociados al despegue registrados por los investigadores. Estos esfuerzos están recogidos en la base de datos de vigas ensayadas a flexión (Anejo A). La diferencia con respecto al diagrama anterior consiste

en considerar la contribución del refuerzo tomando en cuenta el estado de deformación previo.

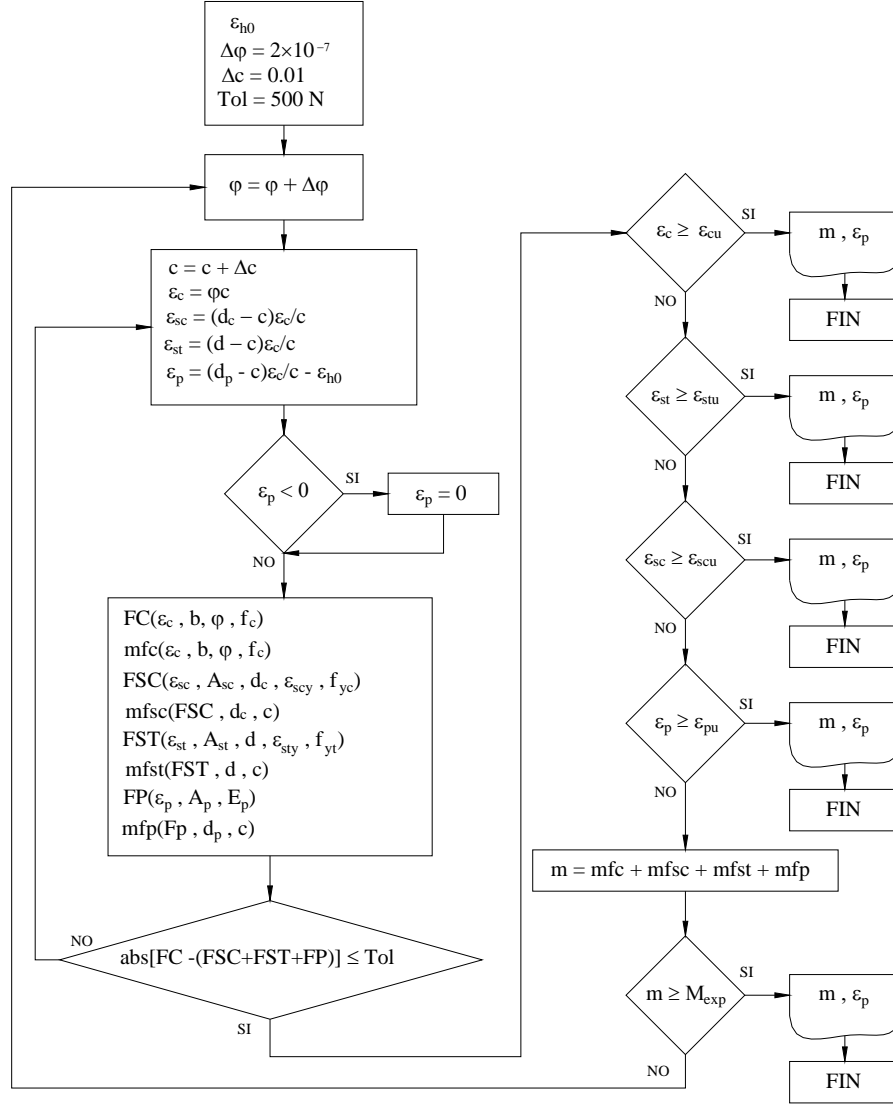


Figura 5-61 Diagrama de flujo para el cálculo de la deformación del laminado FRP asociada al despegue en vigas ensayadas a flexión

donde:

φ curvatura.

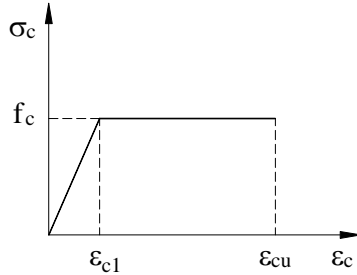
$\Delta\varphi$ incremento de la curvatura.

c profundidad de la fibra neutra.

- Δc incremento de la profundidad de la fibra neutra.
- ε_c deformación de la fibra más comprimida.
- ε_{sc} deformación de la armadura de compresión.
- ε_{st} deformación de la armadura de tracción.
- ε_p deformación del refuerzo.
- ε_{h0} deformación en la fibra superior asociada a la carga sostenida.
- FC fuerza de compresión.
- FSC fuerza en la armadura comprimida.
- FST fuerza en la armadura de tracción.
- FP fuerza en el laminado FRP.
- mfc momento debido al bloque comprimido con respecto a la fibra neutra.
- $mfsc$ momento debido a la armadura comprimida con respecto a la fibra neutra.
- $mfst$ momento debido a la armadura traccionada con respecto a la fibra neutra.
- mfp momento debido al refuerzo FRP con respecto a la fibra neutra.

Las expresiones para cada uno de las leyes de comportamiento son las siguientes:

- Ley del hormigón. El Eurocódigo EC-2 permite el uso del diagrama bilineal, definiendo la deformación asociada a la tensión máxima y la deformación última en función de la resistencia a compresión de la siguiente manera:



$$\sigma_c = \begin{cases} f_c \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} & \text{para } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c1} \\ f_c & \text{para } \varepsilon_c > \varepsilon_{c1} \end{cases}$$

$$\varepsilon_{c1}(\%) = \begin{cases} 1.75 & \text{si } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 1.75 + \frac{0.55(f_{ck} - 50)}{40} & \text{si } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\varepsilon_{cu}(\%) = \begin{cases} 3.5 & \text{si } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 2.6 + 35 \left[(90 - f_{ck}) / 100 \right]^4 & \text{si } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases}$$

Las expresiones empleadas en el proceso iterativo se presentan a continuación:

Para $\varepsilon_c \leq \varepsilon_{c1}$:

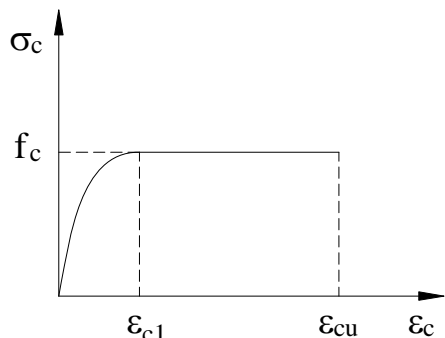
$$FC = \frac{b}{\varphi} \frac{fc \varepsilon_c^2}{2 \varepsilon_{c1}} \quad ; \quad mfc = \frac{b}{\varphi} \frac{fc \varepsilon_c^3}{3 \varepsilon_{c1} \varphi}$$

Para $\varepsilon_c > \varepsilon_{c1}$:

$$FC = \left[\frac{fc \varepsilon_{c1}}{2} + (\varepsilon_c - \varepsilon_{c1}) fc \right] \frac{b}{\varphi}$$

$$mfc = \left[\frac{fc \varepsilon_{c1}^2}{3} + (\varepsilon_c - \varepsilon_{c1}) fc \left(\varepsilon_{c1} + \frac{(\varepsilon_c - \varepsilon_{c1})}{2} \right) \right] \frac{b}{\varphi^2}$$

El Eurocódigo también recoge, como método más preciso, la ley de comportamiento parábola-rectángulo. Sus características son las siguientes:



$$\sigma_c = \begin{cases} f_c \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^n \right] & \text{para } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c1} \\ f_c & \text{para } \varepsilon_c > \varepsilon_{c1} \end{cases}$$

$$\varepsilon_{c1} (\text{‰}) = \begin{cases} 2 & \text{si } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 2 + 0.085(f_{ck} - 50)^{0.53} & \text{si } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\varepsilon_{cu} (\text{‰}) = \begin{cases} 3.5 & \text{si } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 2.6 + 35 \left[(90 - f_{ck}) / 100 \right]^4 & \text{si } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$n = \begin{cases} 2 & \text{si } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 1.4 + 23.4 \left[(90 - f_{ck}) / 100 \right]^4 & \text{si } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases}$$

Las expresiones empleadas en el proceso iterativo se presentan a continuación:

Para $\varepsilon_c \leq \varepsilon_{c1}$:

$$FC = f_c \frac{b}{\phi} \left[\varepsilon_c + \left(\frac{\varepsilon_{c1}}{n+1} \left(\left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^{n+1} - 1 \right) \right) \right]$$

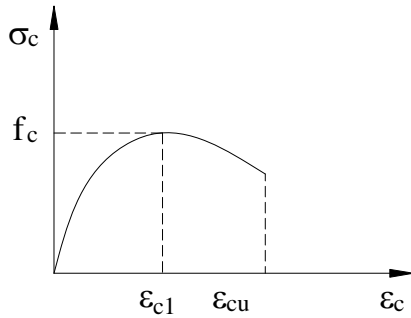
$$mfc = fc \frac{b}{\phi^2} \left[\frac{(\varepsilon_c)^2}{2} + \frac{\varepsilon_c \varepsilon_{c1}}{(n+1)} \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^{n+1} + \left(\frac{(\varepsilon_{c1})^2}{(n+1)(n+2)} \left[\left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^{n+2} - 1 \right] \right) \right]$$

Para $\varepsilon_c > \varepsilon_{c1}$:

$$FC = f_c \frac{b}{\phi} \left[\varepsilon_{c1} - \frac{\varepsilon_{c1}}{n+1} + (\varepsilon_c - \varepsilon_{c1}) \right]$$

$$mfc = fc \frac{b}{\phi^2} \left[(\varepsilon_{c1})^2 \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{(n+1)(n+2)} \right) + (\varepsilon_c - \varepsilon_{c1}) \left(\varepsilon_{c1} + \frac{(\varepsilon_c - \varepsilon_{c1})}{2} \right) \right]$$

- Ley de comportamiento hiperbólico. Esta ley de comportamiento, aunque fundamentalmente empleada para análisis no lineal, también se ha utilizado para obtener la deformación del refuerzo. Sus características son las siguientes:



$$\sigma_c = f_{cm} \frac{k \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2}{1 + (k-2) \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)}$$

donde

$$k = 1.05 E_{cm} \frac{|\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}}$$

$$\varepsilon_{c1} (\%) = 0.7 f_{cm}^{0.31} < 2.8$$

$$\varepsilon_{cu} (\%) = \begin{cases} 3.5 & \text{si } f_{cm} \leq 58 \text{ MPa} \\ 2.8 + 27 \left[(98 - f_{cm}) / 100 \right]^4 & \text{si } f_{cm} > 58 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$E_{cm} = 2.2 \times 10^4 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3}$$

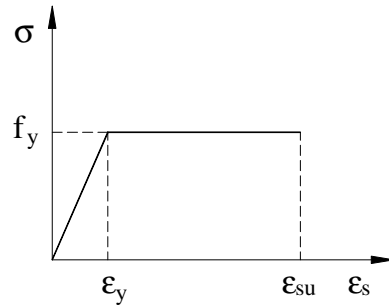
y las expresiones empleadas en el proceso iterativo se presentan a continuación:

$$\begin{aligned}
 FC &= f_{cm} \frac{b}{\phi} \left\{ \frac{k}{\epsilon_{c1} \zeta^2} (\zeta \epsilon_c - \ln(1 + \zeta \epsilon_c)) \right. \\
 &\quad \left. - \frac{1}{2(\epsilon_{c1})^2 \zeta^3} \left[(1 + \zeta \epsilon_c)^2 - 4(1 + \zeta \epsilon_c) + 2 \ln(1 + \zeta \epsilon_c) + 3 \right] \right\} \\
 mfc &= f_{cm} \frac{b}{\phi^2} \left[\frac{k}{2\epsilon_{c1} \zeta^3} \left((1 + \zeta \epsilon_c)^2 - 4(1 + \zeta \epsilon_c) + 2 \ln(1 + \zeta \epsilon_c) + 3 \right) \right] - \\
 &\quad f_{cm} \frac{b}{\phi^2} \left[\frac{1}{6(\epsilon_{c1})^2 \zeta^4} \left[2\zeta^3 (\epsilon_c)^3 - 6 \ln(1 + \zeta \epsilon_c) - 3\zeta^2 (\epsilon_c)^2 + 6\zeta \epsilon_c \right] \right]
 \end{aligned}$$

siendo

$$\zeta = \frac{k-2}{\epsilon_{c1}}$$

- Ley de comportamiento del acero. El Eurocódigo EC-2 permite el uso de dos hipótesis de comportamiento. En la primera se considera un módulo de endurecimiento y se limitan la deformación y la tensión. En la segunda, se asume un comportamiento elasto-plástico sin necesidad de limitar la deformación. En el presente trabajo se ha supuesto un comportamiento elasto-plástico con deformación última de 0.0225. El Eurocódigo EC-2, en la hipótesis con endurecimiento, limita la deformación en función de la clase de acero, el valor recomendado es del 90% de la deformación característica, la cual, para acero clase A es de 2.5%. Debido a que la clase del acero no se recoge en la mayoría de las publicaciones, se ha optado por limitar la deformación del acero en dicho valor.



$$FS = \begin{cases} \frac{f_y}{\epsilon_y} \epsilon_s A_s & \text{para } \epsilon_s \leq \epsilon_y \\ A_s f_y & \text{para } \epsilon_s < \epsilon_y \end{cases}$$

- Ley de comportamiento del material compuesto. Tal como se ha descrito en el Capítulo 2 de esta tesis, el comportamiento de los materiales compuestos es elástico-lineal hasta la rotura, por tanto, su contribución en el análisis seccional es el más simple de todos:

$$FP = E_p \varepsilon_p A_p$$

$$mfp = FP(d_p - c)$$

5.3.2.4. Análisis de sensibilidad de la deformación del refuerzo teórica con la ley de comportamiento del hormigón

A continuación se presenta un análisis de sensibilidad de la deformación del refuerzo calculada con el procedimiento descrito en §5.3.2.3. Se ha tomado como base de comparación la deformación obtenida aplicando un diagrama bilineal pero fijando las deformaciones ε_{cl} y ε_{cu} en 0.002 y 0.0035 respectivamente (Figura 5-62), es decir un diagrama bilineal simplificado.

La relación entre la deformación del refuerzo ε_p obtenida con el diagrama de la Figura 5-62 y los recogidos en el Eurocódigo EC-2 se recogen en la Tabla 5-13. En dicha tabla no se incluye la referencia de las vigas ya que tienen el mismo orden de la base datos.

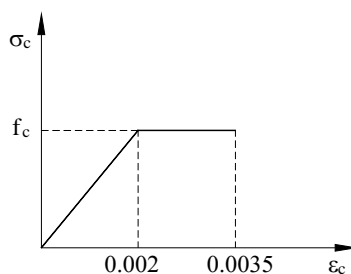


Figura 5-62 Diagrama bilineal simplificado

Tabla 5-13 Comparación de la aplicación de los diferentes diagramas del hormigón en el análisis seccional

| Viga | Bilineal (EC-2) | Parábola rectángulo (E-2) | Hiper- bólico (E-2) | Viga | Bilineal (EC-2) | Parábola rectángulo (E-2) | Hiper- bólico (E-2) |
|----------|--------------------|---------------------------------|---------------------------|----------|--------------------|---------------------------------|---------------------------|
| F3 | 1.007 | 1.005 | 1.004 | B5 | 0.988 | 0.994 | 0.996 |
| F4 | 1.005 | 1.005 | 0.998 | B6 | 1.002 | 1.018 | 1.011 |
| B120-1.8 | 0.988 | 0.999 | 0.996 | C3 | 1.031 | 1.030 | 1.028 |
| B150-1.5 | 0.985 | 1.004 | 1.000 | C4 | 1.001 | 1.015 | 0.998 |
| B200-1.5 | 0.986 | 1.004 | 1.000 | C5 | 1.019 | 1.034 | 1.013 |
| B200-1.8 | 0.984 | 0.997 | 0.999 | 1N2 | 0.984 | 1.001 | 0.995 |
| B3 | 0.990 | 0.990 | 0.982 | 3T675-1 | 1.013 | 1.027 | 1.013 |
| B4 | 1.003 | 1.005 | 0.998 | 3T4100-1 | 1.006 | 1.016 | 1.006 |
| B5 | 1.008 | 1.008 | 0.999 | S2 | 1.004 | 1.011 | 0.991 |
| B6 | 1.008 | 1.008 | 1.003 | S3 | 0.991 | 1.012 | 0.992 |
| A1.1 | 1.005 | 0.997 | 0.997 | A10 | 0.976 | 0.980 | 0.985 |
| A3.1 | 1.001 | 0.995 | 0.995 | A16 | 1.000 | 1.001 | 1.000 |
| 1D2 | 0.991 | 0.993 | 0.993 | A18 | 1.002 | 1.002 | 1.001 |
| 1C | 0.971 | 0.979 | 0.970 | A20 | 0.987 | 0.989 | 0.994 |
| 1B | 0.963 | 0.987 | 0.977 | A23 | 1.006 | 1.007 | 1.004 |
| 1A | 0.981 | 0.989 | 0.982 | A26 | 1.008 | 1.008 | 1.004 |
| 2D | 0.982 | 0.999 | 0.990 | A28 | 1.000 | 1.006 | 1.002 |
| 2D2 | 0.981 | 0.979 | 0.979 | B10 | 0.980 | 0.982 | 0.987 |
| 2C | 0.974 | 0.981 | 0.974 | B20 | 0.957 | 0.955 | 0.970 |
| L2 | 1.008 | 1.004 | 0.999 | B23 | 1.004 | 0.994 | 0.976 |
| H1 | 1.087 | 1.038 | 1.078 | B26 | 1.013 | 1.005 | 0.981 |
| H2 | 1.005 | 1.000 | 0.982 | B28 | 1.006 | 0.998 | 0.966 |
| H2x1 | 1.044 | 1.003 | 1.034 | E-1 | 0.974 | 0.977 | 0.976 |
| H4 | 1.010 | 1.005 | 0.995 | E-2 | 0.996 | 0.997 | 1.004 |
| A3 | 1.003 | 1.000 | 0.981 | B3 | 0.987 | 0.998 | 0.988 |
| A4 | 0.997 | 0.997 | 0.985 | B4 | 0.989 | 1.002 | 0.989 |
| A5 | 0.998 | 0.995 | 0.989 | B-08S | 0.992 | 0.996 | 0.989 |
| A6 | 1.006 | 1.002 | 1.018 | B-08M | 0.992 | 0.994 | 0.988 |
| B3 | 0.987 | 0.993 | 0.975 | B-083m | 1.004 | 1.004 | 0.990 |
| B4 | 1.003 | 1.009 | 1.001 | | | | |

Aunque el diagrama simplificado de la Figura 5-62 da valores próximos a los obtenidos aplicando los otros diagramas, se ha optado por aplicar el diagrama bilineal del Eurocódigo EC-2 para el cálculo de la deformación del refuerzo y su tratamiento posterior.

5.3.3. Estudio de las singularidades del despegue entre fisuras en vigas de hormigón reforzadas a flexión

La pérdida de ductilidad que conlleva el refuerzo con materiales compuestos es bien conocida, por ello, se ha considerado imprescindible estudiar el diagrama momento-curvatura y establecer como parámetro de comparación el factor de ductilidad expresado como la relación entre la energía total de deformación y la energía de deformación elástica (ambas en términos de la curvatura). El área que define esta última está limitada por la curvatura asociada a la plastificación de la armadura. En la Figura 5-63 se muestra esquemáticamente las energías de deformación total y elástica de la sección sin refuerzo y de la sección con refuerzo exterior.

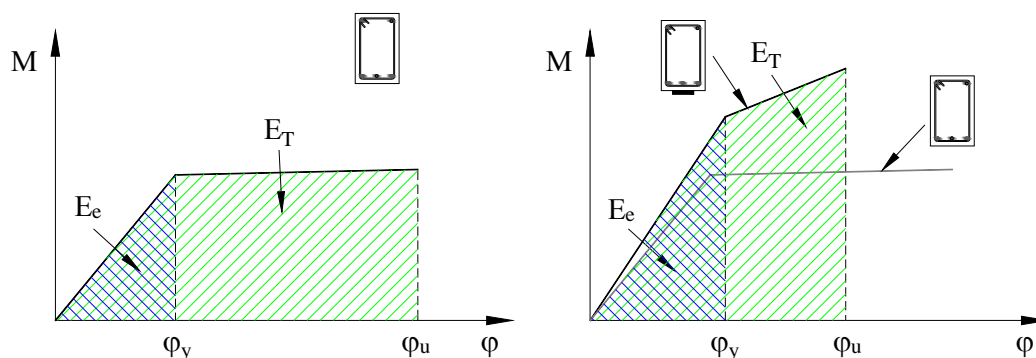
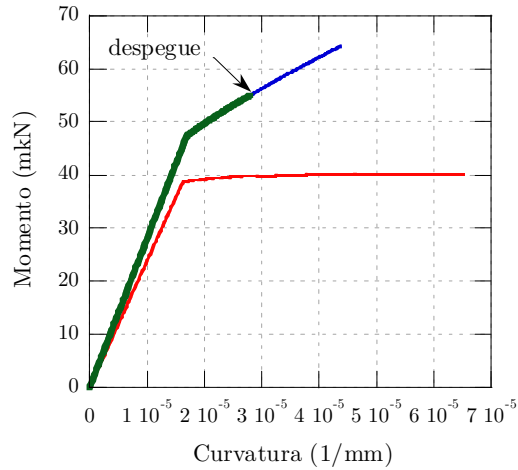


Figura 5-63 Representación esquemática de los diagramas momento-curvatura de la sección sin y con refuerzo exterior.

Con datos reales, en la Figura 5-64 y en la Figura 5-65 se muestran los diagramas momento-curvatura de las vigas de la referencia Diaz Heredia (2008). La línea roja representa el diagrama momento-curvatura de la sección sin refuerzo. El diagrama en azul representa la sección con el refuerzo FRP hasta el agotamiento y, finalmente, el diagrama en verde también corresponde a la sección reforzada pero se interrumpe cuando se alcanza el esfuerzo experimental.

En los citados gráficos puede observarse que la curvatura última disminuye en la sección reforzada, incluso, el despegue se produce para una curvatura inferior. Este fenómeno frecuentemente se presenta en este tipo de elementos estructurales y, en definitiva, condiciona la capacidad de los mismos.

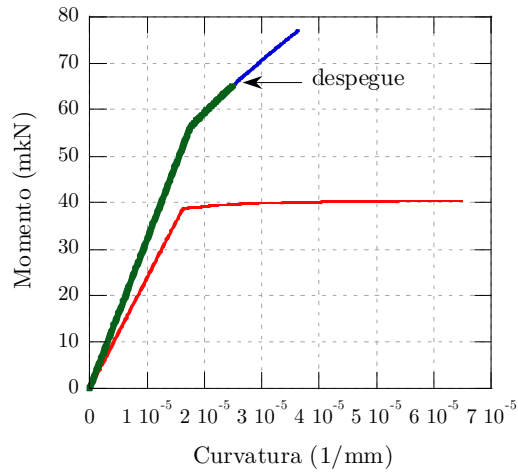


Referencia: Díaz Heredia (2008)

ID: E-1

| | | |
|----------------------|---------------------------|-------------------------|
| $b = 150 \text{ mm}$ | $A_s = 339 \text{ mm}^2$ | $b_p = 50 \text{ mm}$ |
| $h = 300 \text{ mm}$ | $A'_s = 101 \text{ mm}^2$ | $t_p = 1.2 \text{ mm}$ |
| $d = 258 \text{ mm}$ | $f_y = 500 \text{ MPa}$ | $E_p = 165 \text{ GPa}$ |

Figura 5-64 Diagrama momento-curvatura de la sección original y de la sección reforzada de la viga E-1 de la referencia Díaz Heredia (2008)



Referencia: Díaz Heredia (2008)

ID: E-2

| | | |
|----------------------|---------------------------|-------------------------|
| $b = 150 \text{ mm}$ | $A_s = 339 \text{ mm}^2$ | $b_p = 100 \text{ mm}$ |
| $h = 300 \text{ mm}$ | $A'_s = 101 \text{ mm}^2$ | $t_p = 1.2 \text{ mm}$ |
| $d = 258 \text{ mm}$ | $f_y = 500 \text{ MPa}$ | $E_p = 165 \text{ GPa}$ |

Figura 5-65 Diagrama momento-curvatura de la sección original y de la sección reforzada de la viga E-2 de la referencia Díaz Heredia (2008)

En la siguiente tabla se recogen los factores de ductilidad de los tres casos, es decir, de la sección sin refuerzo, de la sección reforzada hasta el agotamiento teórico y de la sección reforzada hasta alcanzar los esfuerzos asociados al despegue del material compuesto.

Tabla 5-14 Factor de ductilidad de las vigas recogidas en la base de datos

| Viga | D_{sr}^1 | D_r^2 | D_d^3 | Viga | D_{sr}^1 | D_r^2 | D_d^3 |
|----------|------------|---------|---------|----------|------------|---------|---------|
| F3 | 9.76 | 5.97 | 2.34 | B5 | 4.54 | 2.37 | - |
| F4 | 9.76 | 5.97 | 2.88 | B6 | 4.54 | 2.37 | - |
| B120-1.8 | 20.21 | 17.26 | 6.56 | C3 | 4.43 | 3.13 | - |
| B150-1.5 | 20.21 | 17.26 | 5.51 | C4 | 4.43 | 3.13 | - |
| B200-1.5 | 20.21 | 17.26 | 6.03 | C5 | 4.43 | 2.34 | - |
| B200-1.8 | 20.21 | 17.26 | 5.31 | 1N2 | 16.25 | 16.22 | 3.17 |
| B3 | 12.94 | 5.75 | 5.38 | 3T675-1 | 16.55 | 7.33 | 1.02 |
| B4 | 12.94 | 5.75 | 4.71 | 3T4100-1 | 16.55 | 10.01 | 1.81 |
| B5 | 12.94 | 2.01 | 1.21 | S2 | 9.73 | 7.66 | 3.23 |
| B6 | 12.94 | 2.01 | 1.20 | S3 | 12.50 | 10.37 | 2.87 |
| A1.1 | 15.26 | 10.44 | 5.75 | A10 | 13.73 | 10.83 | 4.89 |
| A3.1 | 15.16 | 10.97 | 3.50 | A16 | 13.73 | 13.16 | 8.18 |
| 1D2 | 9.05 | 5.10 | 1.91 | A18 | 13.73 | 12.95 | 8.84 |
| 1C | 9.05 | 5.10 | 1.39 | A20 | 13.73 | 8.34 | 3.64 |
| 1B | 9.05 | 5.10 | 1.17 | A23 | 13.73 | 10.68 | 6.47 |
| 1A | 9.05 | 5.10 | 1.69 | A26 | 13.73 | 12.29 | 7.46 |
| 2D | 5.18 | 3.26 | - | A28 | 13.73 | 12.05 | 7.44 |
| 2D2 | 5.18 | 2.34 | 1.09 | B10 | 7.28 | 5.71 | 2.93 |
| 2C | 5.18 | 3.26 | 1.51 | B20 | 7.28 | 4.56 | 1.51 |
| L2 | 14.86 | 8.58 | 8.58 | B23 | 7.28 | 5.51 | 4.43 |
| H1 | 14.86 | 10.89 | 10.89 | B26 | 7.28 | 5.94 | 5.26 |
| H2 | 14.86 | 8.58 | 8.17 | B28 | 7.28 | 5.95 | 5.48 |
| H2x1 | 14.86 | 8.58 | 8.58 | E-1 | 7.06 | 4.73 | 2.40 |
| H4 | 14.86 | 5.96 | 4.65 | E-2 | 7.06 | 3.58 | 1.91 |
| A3 | 4.44 | 3.09 | 2.56 | B3 | 16.44 | 6.18 | 3.71 |
| A4 | 4.44 | 3.09 | 2.31 | B4 | 16.78 | 14.64 | 4.66 |
| A5 | 4.44 | 2.28 | 1.61 | B-08S | 10.30 | 7.19 | 5.58 |
| A6 | 2.79 | 1.60 | 1.60 | B-08M | 11.74 | 4.61 | 3.00 |
| B3 | 4.54 | 3.18 | 1.06 | B-083m | 15.07 | 11.79 | 10.68 |
| B4 | 4.54 | 3.18 | - | | | | |

1 Sección sin refuerzo exterior

2 Sección reforzada (agotamiento teórico)

3 Sección reforzada (momento de despegue)

En la tabla anterior, las celdas con “-“ indica que la sección no posee ductilidad, en otras palabras, no tuvo lugar la plastificación de la armadura de tracción. La pérdida de ductilidad es notoria y de forma resumida se presenta en la

Tabla 5-15. En dicha tabla se muestra el porcentaje de pérdida de ductilidad que tendría lugar si no se produjese el despegue y la pérdida de ductilidad asociada a los esfuerzos experimentales, ambas con respecto a la sección sin reforzar.

Tabla 5-15 Pérdida de ductilidad con respecto a la sección sin refuerzo exterior

| | $\frac{D_{sr} - D_r}{D_{sr}} \times 100$ | $\frac{D_{sr} - D_d}{D_{sr}} \times 100$ |
|-------|--|--|
| Min | 0.2 | 24.7 |
| Max | 84.5 | 100 |
| Media | 34.7 | 67.6 |

El análisis anterior pone en evidencia que la pérdida de ductilidad asociada al despegue del laminado es considerablemente mayor a la teórica debida al uso de materiales compuestos como refuerzo exterior y, por ende, la importancia de pronosticar los esfuerzos que producen la separación entre el elemento de hormigón y el material compuesto.

5.3.4. Comprobación del despegue en la zona de fisuras de flexión o flexión-cortante

5.3.4.1. Enfoque basado en la limitación de la deformación en la sección de máximo momento flector

Uno de los enfoques empleado para la comprobación del despegue en la región de fisuras de flexión o de flexión-cortante consiste en la limitación del refuerzo en la sección de máximo momento flector. Uno de los objetivos de la presente tesis es contrastar los resultados de los ensayos de adherencia con el despegue de las vigas recogidas en la base de datos, siendo en este caso la deformación asociada del despegue. Para ello, se ha realizado una comparación entre la deformación última obtenida en los ensayos de adherencia y la de las vigas, pero incorporando la relación de las rigideces axiales entre el refuerzo utilizado en la campaña experimental y la de las vigas. Esto último se ha tenido en cuenta debido a que en la base de datos de vigas reforzadas a flexión se tienen refuerzos de áreas y propiedades mecánicas distintas. Finalmente, la expresión utilizada para compararla con la deformación asociada al despegue en vigas reforzadas a flexión es la siguiente:

$$\left(\frac{E_{pb} b_{bb} t_{pb}}{E_p b_p t_p} \right) \varepsilon_{pbd} = \frac{F_{pu}}{E_p A_p} \quad [5.9]$$

donde el subíndice «b» se refiere al ensayo de adherencia y F_{pu} es la fuerza sobre el refuerzo asociada a la carga que produjo el despegue (expresión [5.4]). En los siguientes gráficos se representa la relación [5.9] contra la deformación y tensión obtenida del refuerzo de las vigas mediante el análisis seccional.

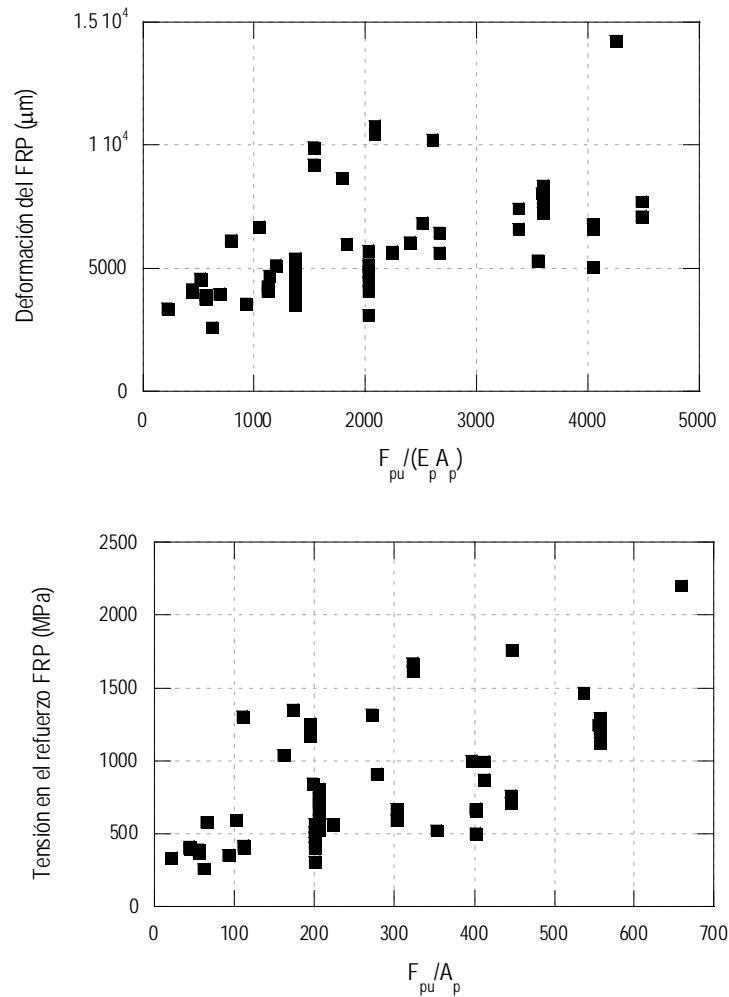


Figura 5-66 Resultados de los ensayos de adherencia versus tensión y deformación del refuerzo exterior

Aunque los resultados de la tensión muestran gran dispersión, sí puede observarse una estrecha relación con la deformación. Sin embargo, los resultados parecen separarse en dos grupos. Para analizar con más detalle las particularidades de estos, se ha realizado la misma comparación pero separando tipo de refuerzo

(Figura 5-67). No obstante, de la inspección del citado gráfico, se deduce que los grupos formados no dependen del tipo de refuerzo.

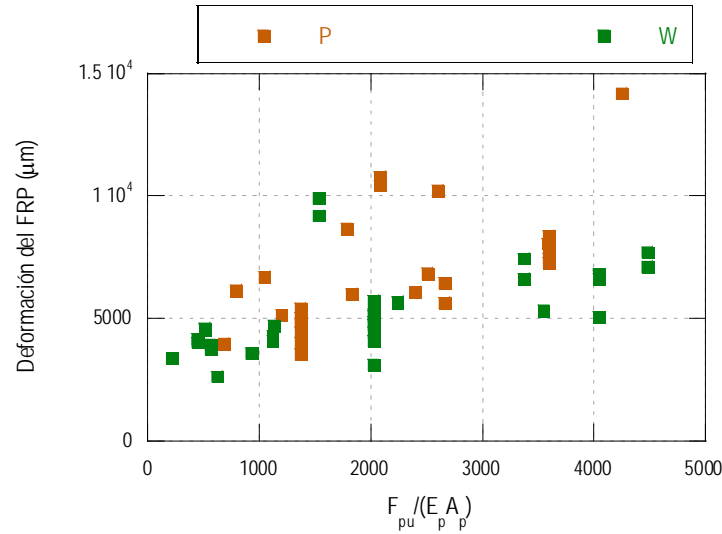


Figura 5-67 Resultados de los ensayos de adherencia versus deformación del refuerzo (separado por técnica de aplicación)

Tomando la esbeltez de la viga como parámetro de comparación se encuentra una concordancia más estrecha con los grupos formados, siendo el umbral de $L/d = 16$ el que los define de forma aproximada (Figura 5-68).

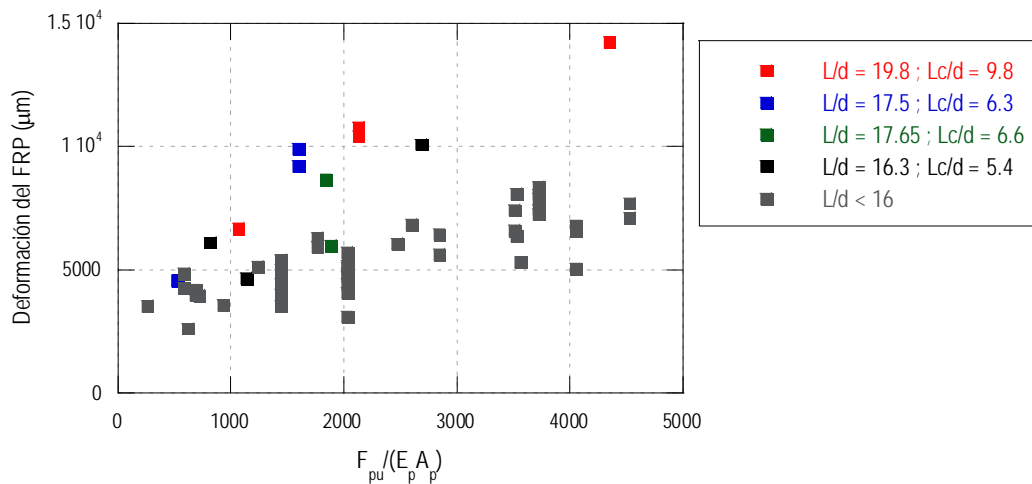


Figura 5-68 Resultados de los ensayos de adherencia versus deformación (separado por esbeltez de la viga)

El gráfico anterior muestra por una parte, que los resultados de adherencia de los ensayos *beam-test* se ajustan a los resultados de la deformación en la sección de máximo momento de las vigas analizadas. Por otra parte, se denota la influencia de

la esbeltez L/d así como de la relación L_c/d , teniendo una tendencia a una mayor deformación para valores altos de dichas relaciones. Esto tiene relación con el fenómeno detectado por varios investigadores con el efecto *peeling* originado por fisuras de flexión-cortante el cual es mayor cuanto menor es la relación L_c/d (Figura 5-69).

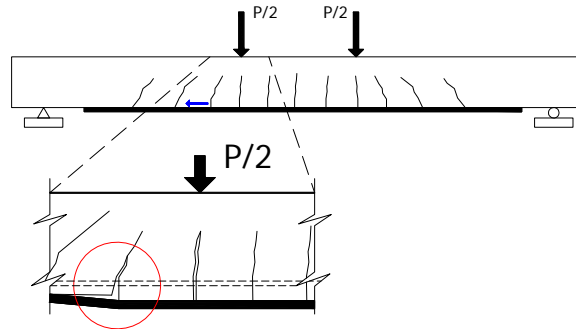


Figura 5-69 Efecto *peeling* en la región de fisuras de flexión-cortante

La transición entre los grupos observados en el gráfico de la Figura 5-68, parece establecerse para $L/d \approx 16$ o $L_c/d \approx 6$. Lo anterior está en congruencia con el comportamiento de vigas sin armadura transversal, el cual depende de la relación L_c/d . En la Figura 5-70 extraída de MacGregor J. G. (1997) se muestra la pérdida de capacidad debida a cortante en vigas con relaciones L_c/d entre 2.5 y 6.5.

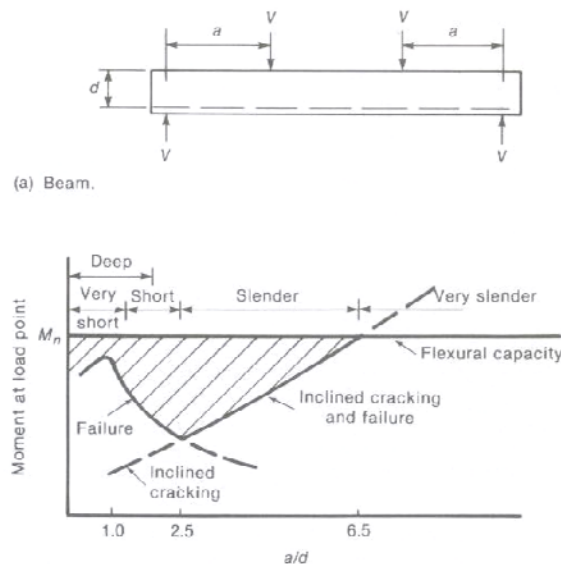


Figura 5-70 Influencia de la relación L_c/d en la capacidad de vigas sin armadura transversal MacGregor J. G. (1997)

Con el objeto medir la influencia del efecto *peeling*, se ha comparado la capacidad de la viga original (sin refuerzo exterior) a cortante tomando en cuenta únicamente la contribución del hormigón (P_{Vc}) frente a la capacidad a flexión (P_M). Esta relación nos proporcionará información si se alcanza primero la resistencia a cortante del hormigón o la de flexión. Lo primero indicará que una muy probable influencia de las fisuras de flexión-cortante en detrimento de la adherencia FRP-hormigón. Para ello se ha calculado la resistencia a cortante del hormigón con la expresión del Eurocódigo EC2:

$$V_{cu} = \left[0.12\xi(100\rho_\ell f_{ck})^{1/3} + 0.15\sigma_{cp} \right] b_w d$$

donde

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

$$\rho_\ell = \frac{A_s}{b_w d} \leq 0.02$$

σ_{cp} es el esfuerzo axial de cálculo.

b_0 es el menor ancho de la sección en la zona sometida a flexotracción

d es el canto útil.

Además, la citada norma establece un valor mínimo dado por la siguiente expresión:

$$V_{cu,\min} = \left[0.035\xi^{3/2}\sqrt{f_{ck}} + 0.15\sigma_{cp} \right] b_w d$$

En la Figura 5-71 se presenta la relación P_M/P_{Vc} contra la deformación del refuerzo y en la Figura 5-72 contra la tensión del mismo. En los dos gráficos muestran que cuanto menor es la capacidad a cortante, la tensión y la deformación son menores, lo cual es congruente la susceptibilidad de producirse el efecto *peeling* en la región de fisuras de flexión-cortante.

Cabe mencionar que todas las vigas con ratio $P_M/P_{Vc} > 1$ tienen una relación L_c/d inferior a 6.

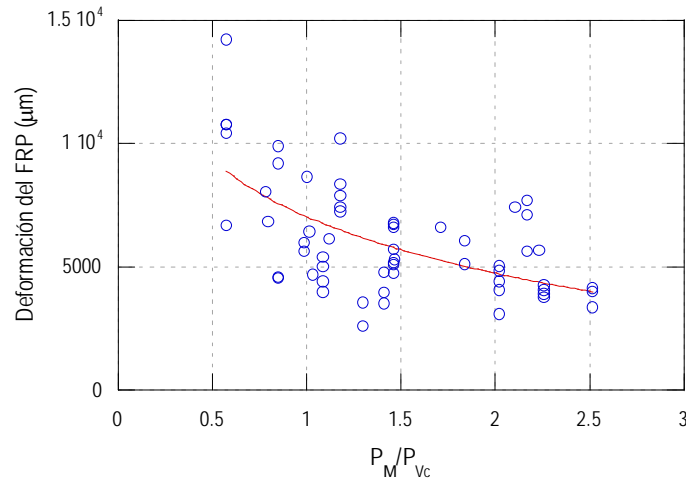


Figura 5-71 Deformación en la sección crítica versus ratio P_M/P_{Vc}

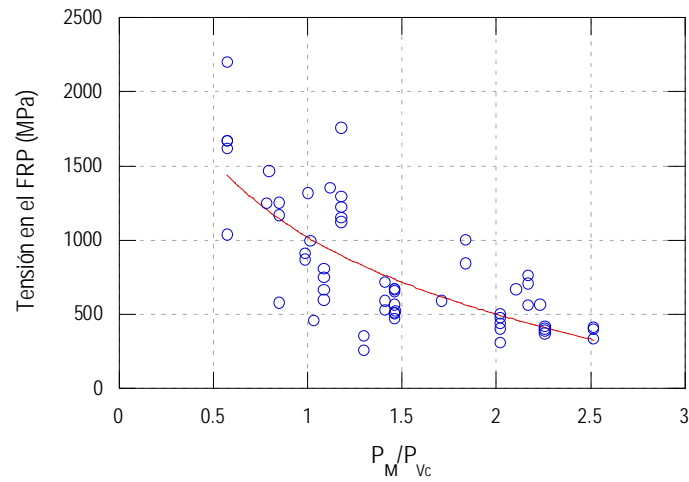


Figura 5-72 Tensión en el FRP versus ratio P_M/P_{Vc}

Por otra parte, cabe esperarse que cuanto menor sea la rigidez axial del laminado, mayor sea la deformación. Valores pequeños conducen a la rotura del laminado en vez del despegue. En la Figura 5-73 se representa la cuantía del refuerzo contra la deformación en la sección crítica. Análogamente, en la Figura 5-74 se representa contra la rigidez axial del laminado.

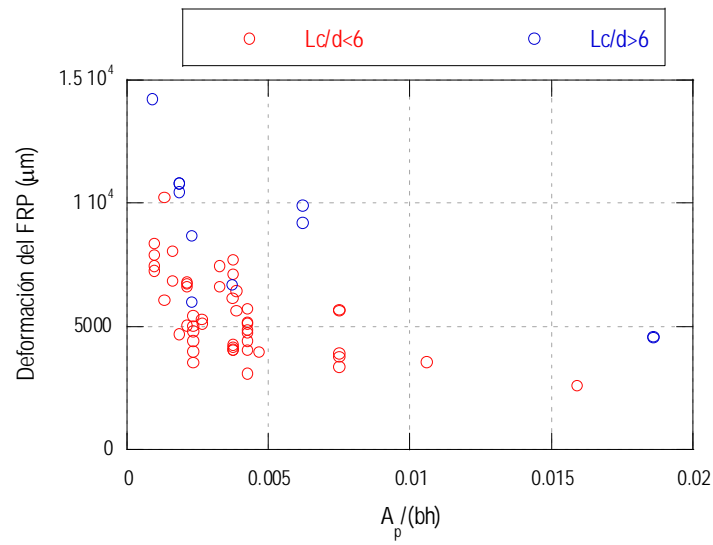


Figura 5-73 Cuantía de refuerzo exterior versus deformación en la sección crítica

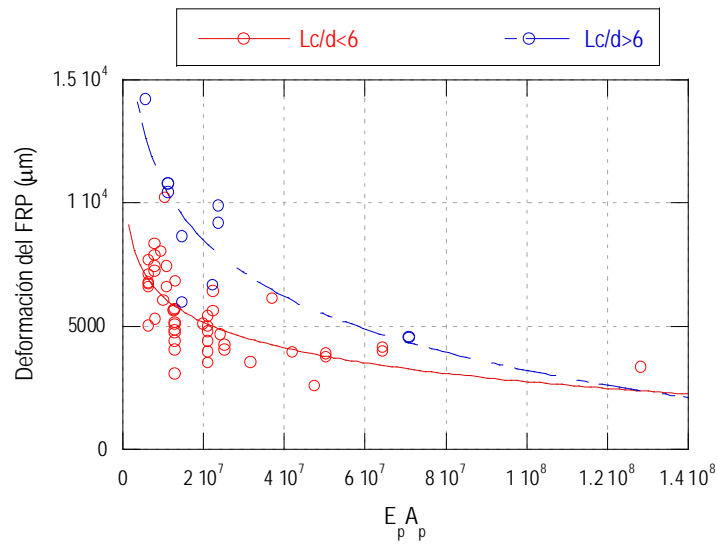


Figura 5-74 Rigidez axial del laminado versus deformación en la sección crítica.

En los gráficos anteriores, concretamente el de la rigidez axial del laminado, se constata nuevamente que la deformación es mayor en las vigas con relación $L_c/d > 6$.

A continuación se analiza con más detalle las vigas de esbeltez superior. En el gráfico de la Figura 5-75 se representa la relación $F_{pu}/(A_p E_p)$ contra la deformación

en la sección de máximo momento. Las vigas analizadas muestran una clara tendencia; sin embargo, una pieza se separa notablemente y se adentra al grupo de las vigas de esbeltez media. La citada pieza es una de las dos vigas con esbeltez de 17.65 y, como puede observarse en la citada figura, una de ellas sí se ubica con el resto de las vigas esbeltas. Es importante señalar que el cociente entre la capacidad a flexión y la correspondiente a la resistencia a cortante del hormigón (P_M/P_{Vc}) equivale a la unidad. Por esta razón, la carga última de la viga con mayor armadura transversal es superior. El fallo de las dos piezas se caracterizó según Spadea G., et al. (2001) por la pérdida de la capacidad de carga de forma súbita y el despegue del laminado de forma explosiva.

En los casos de las vigas con $L_c/d = 6.3$ y $L_c/d = 9.8$, la relación P_M/P_{Vc} es de 0.85 y 0.57 respectivamente.

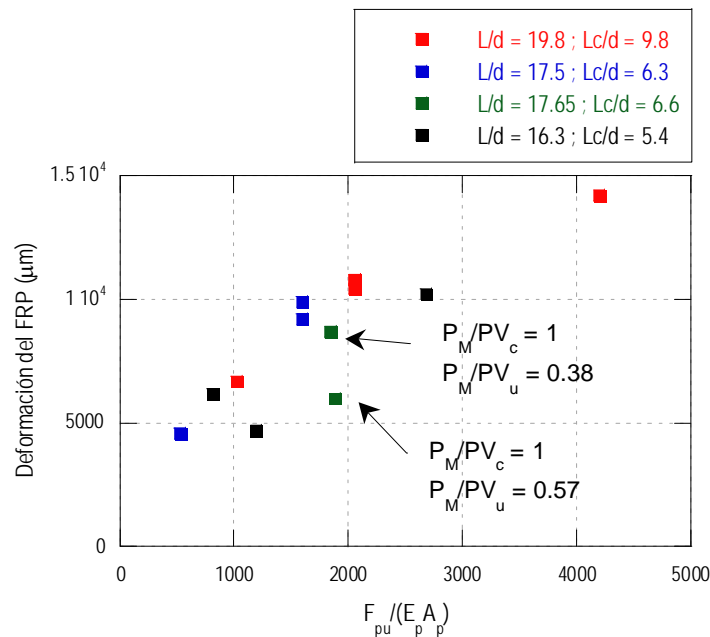


Figura 5-75 Rigidez axial del laminado versus deformación en la sección crítica.

Las vigas con relación $L/d = 16.3$ (Kotynia Renata, et al. (2008)), también tienen una relación entre la capacidad a flexión frente a la de cortante del hormigón entre 1 y 1.23. En este caso, la diferencia de comportamiento, dejando de lado la dispersión inherente del fenómeno, se atribuye a la cuantía del refuerzo, la cual, en el caso de la viga con mayor deformación es de 1.3‰ frente a 1.8‰ y 3.2‰.

Además, las relaciones b_p/b son de 0.33, 0.8 y 1.0 respectivamente, siendo los últimos dos casos más desfavorable para la adherencia FRP-hormigón. De hecho, en estas vigas también se produjo la separación del recubrimiento de hormigón en la zona de centro de vano (Figura 5-76).



Figura 5-76 Pieza B-08M de la referencia Kotynia Renata, et al. (2008).

Cabe mencionar un aspecto que a pesar de ser evidente, tiene que ver con el comportamiento de las vigas con relaciones L_c/d altas, y consiste en que la zona de anclaje es mayor contribuyendo al retardo del despegue.

5.3.4.2. Enfoque basado en tensión media de adherencia

El segundo enfoque para la comprobación del despegue DFF consiste en analizar la tensión media de adherencia entre dos fisuras. Para ello, se han analizado tres casos de separación entre fisuras:

A. Recomendación del Eurocódigo EC-2:

$$s_f = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{\rho, eff}}$$

donde

k_1 es un coeficiente que considera las propiedades adherentes de la armadura, siendo 0.8 en el caso de barras corrugadas y de 1.6 para el de barras lisas.

k_2 es un coeficiente que tiene en cuenta la distribución de deformaciones en la sección, siendo de 0.5 para flexión, y de 1.0 para tracción centrada. Para casos de tracción excéntrica o para áreas locales, pueden calcularse los valores del coeficiente mediante la expresión:

$$k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2\varepsilon_1}$$

donde ε_1 es la mayor y ε_2 la menor deformación de tracción, en las fibras extremas de la sección considerada, calculadas suponiendo la sección fisurada.

k_3 es un coeficiente cuyo valor viene recomendado en el Anejo Nacional de cada país. Se recomienda un valor de 3.4.

k_4 es un coeficiente cuyo valor viene recomendado en el Anejo Nacional de cada país. Se recomienda un valor de 0.425.

c es el recubrimiento de las armaduras.

ϕ es el diámetro de la barra traccionada más gruesa o diámetro equivalente en el caso de grupo de barras, según la expresión:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1\phi_1^2 + n_2\phi_2^2}{n_1\phi_1 + n_2\phi_2}$$

$\rho_{\rho,eff}$ es la cuantía geométrica de armadura efectiva, $A_s/A_{c,eff}$, donde A_s es el área de armadura contenida dentro del área de hormigón en tracción $A_{c,eff}$, cuya profundidad no debe tomarse mayor que $2.5(h - d)$, $(h - x)/3$ o $h / 2$.

Se ha establecido como límite superior de la separación entre fisuras el canto útil de la viga.

B. La recomendación del boletín 14 de la fib:

$$s_m = 2 \frac{M_f}{z_m} \frac{1}{\left(\sum \tau_{pm} b_p + \sum \tau_{sm} \phi_s \pi \right)}$$

siendo:

$$M_f = \frac{2f_{ctk,0.95}bh^2}{6} \quad ; \quad \tau_{sm} = 2.25f_{ctk,0.95} = 1.85f_{ctm} \quad ; \quad \tau_{pm} = 0.44f_{ctm}$$

$$z_m = 0.85 \frac{hE_pA_p + dE_sA_s}{E_pA_p + E_sA_s}$$

donde:

- M_f es el momento de fisuración.
- f_{ctm} la resistencia media a tracción.
- $f_{ctk,0.95}$ la resistencia a tracción del hormigón correspondiente al cuantil del 95%.
- ϕ_s el diámetro de las barras.

C. El canto útil de la viga.

A continuación se presenta un planteamiento iterativo que permite obtener el aumento de la tensión en el refuerzo en las secciones donde se asume la aparición de las fisuras, así como la tensión media de adherencia.

1. Se asume la aparición de la primera fisura en la sección más solicitada (Figura 5-77) y, a partir de ella, se asume la aparición de una fisura a cada lado separadas de la primera la distancia s_f . El momento que produce la fisuración en las secciones identificadas con el número 1 es el momento de partida. El momento que produce la fisuración en la sección en estudio se obtiene asumiendo que la resistencia a flexotracción del hormigón viene dada por la siguiente expresión:

$$f_{ctm,fl} = \max \left\{ \left(1.6 - \frac{h}{1000} \right) f_{ctm} ; f_{ctm} \right\}$$

donde

h es el canto total de la pieza.

f_{ctm} es la resistencia media a tracción.

2. Se calcula la tensión media de adherencia como la diferencia entre las fuerzas de dos fisuras consecutivas, es decir,

$$\tau_m = \frac{F_i - F_{i-1}}{b_p s_f}$$

3. A continuación se itera con un determinado valor del incremento de los esfuerzos hasta que se producen dos nuevas fisuras (identificadas con el número 2), separadas la distancia s_f de las fisuras con el número 1.
4. Para cada incremento de esfuerzos se calcula la tensión media de adherencia en cada tramo de distancia s_f .
5. Los pasos 3 y 4 se repiten hasta que el momento calculado con este procedimiento iguala o supera al momento experimental.

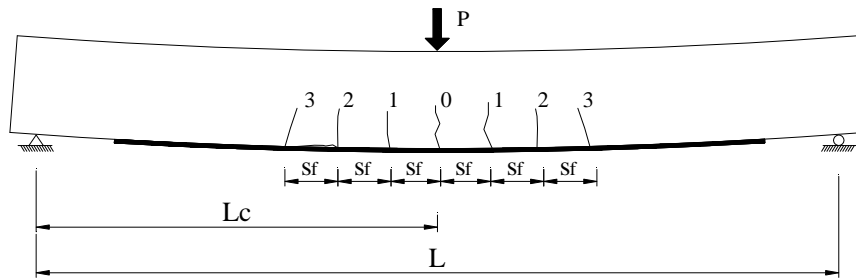


Figura 5-77 Proceso de fisuración asumido para el cálculo de la tensión media de adherencia en ensayos de vigas a flexión de 3 puntos.

En el gráfico de la Figura 5-78 se muestra el progreso de la tensión en el refuerzo en las secciones 0 y 1 de la viga E-1 de Diaz Heredia (2008). Asimismo, en

el gráfico de la Figura 5-79 se representa la tensión media de adherencia en los tramos [0,1] y [1,2].

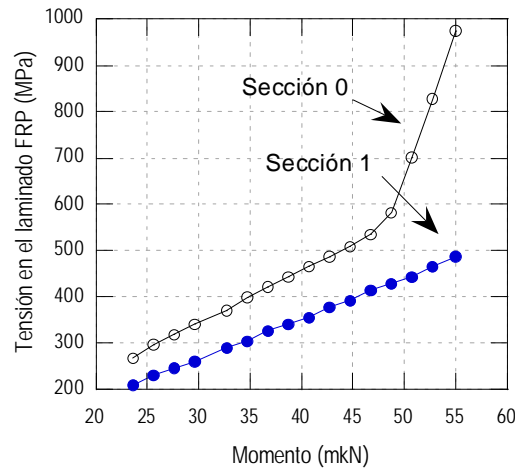


Figura 5-78 Tensión en el refuerzo versus Momento en las secciones 0 y 1. Viga E-1 de Díaz Heredia (2008)

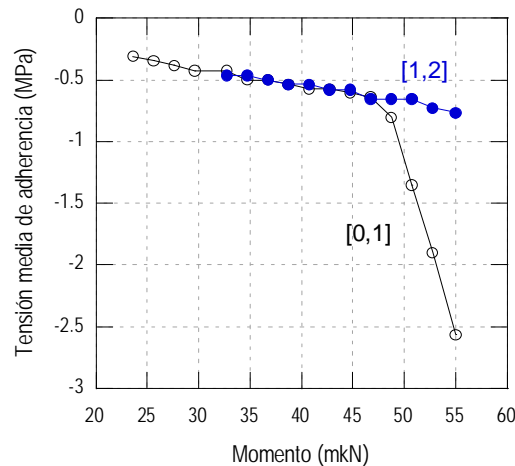


Figura 5-79 Tensión media de adherencia versus Momento en las secciones en los tramos [0-1] y [1-2]. Viga E-1 de Díaz Heredia (2008)

El incremento de la tensión en el refuerzo en la sección más solicitada y, por tanto, de la tensión media de adherencia en el tramo [0,1] se debe a la plastificación de la armadura, siendo un fenómeno que contribuye considerablemente al despegue del laminado en esta zona. En las siguientes tablas se muestran los valores de la tensión sobre el refuerzo en las secciones de las fisuras y la tensión media de adherencia entre dichas secciones.

Tabla 5-16 Tensión en el refuerzo en las secciones de las fisuras en la viga E-1 de Díaz Heredia (2008)

| $s_f = 228 \text{ mm}$ | | | | |
|------------------------|------------------------------|--------|--------|--------|
| Momento | Tensión en el refuerzo (MPa) | | | |
| | 0 | 1 | 2 | 3 |
| 23.61 | 267.16 | 208.51 | | |
| 25.61 | 296.50 | 230.51 | | |
| 27.61 | 318.50 | 245.17 | | |
| 29.61 | 340.49 | 259.84 | | |
| 32.69 | 369.82 | 289.16 | 201.18 | |
| 34.69 | 399.15 | 303.84 | 215.84 | |
| 36.69 | 421.16 | 325.84 | 230.51 | |
| 38.69 | 443.15 | 340.49 | 237.84 | |
| 40.69 | 464.90 | 355.15 | 252.50 | |
| 42.69 | 486.39 | 377.16 | 267.16 | |
| 44.69 | 507.59 | 391.81 | 281.84 | |
| 46.69 | 535.41 | 413.82 | 289.16 | |
| 48.69 | 581.19 | 428.47 | 303.84 | |
| 50.69 | 700.69 | 443.15 | 318.50 | |
| 52.69 | 826.68 | 464.90 | 325.84 | |
| 54.97 | 974.41 | 486.39 | 340.49 | 201.18 |

Tabla 5-17 Tensión media de adherencia en la región entre fisuras en la viga E-1 de Díaz Heredia (2008)

| Momento | Tensión media de adherencia (MPa) | | |
|---------|-----------------------------------|--------|-------|
| | [0,1] | [1,2] | [2,3] |
| 23.61 | -0.308 | | |
| 25.61 | -0.347 | | |
| 27.61 | -0.385 | | |
| 29.61 | -0.424 | | |
| 32.69 | -0.424 | -0.462 | |
| 34.69 | -0.501 | -0.462 | |
| 36.69 | -0.501 | -0.501 | |
| 38.69 | -0.539 | -0.539 | |
| 40.69 | -0.577 | -0.539 | |
| 42.69 | -0.574 | -0.578 | |
| 44.69 | -0.608 | -0.578 | |

| Momento | Tensión media de adherencia (MPa) | | |
|---------|-----------------------------------|--------|--------|
| | [0,1] | [1,2] | [2,3] |
| 46.69 | -0.639 | -0.655 | |
| 48.69 | -0.802 | -0.655 | |
| 50.69 | -1.353 | -0.655 | |
| 52.69 | -1.901 | -0.731 | |
| 54.97 | -2.564 | -0.767 | -0.732 |

Para obtener la tensión media de adherencia en el tramo [0,1] asociada a los esfuerzos experimentales, basta con calcular las fuerzas en el laminado (aplicando el procedimiento del análisis seccional) para el momento en la sección crítica (momento último experimental) y para el momento correspondiente a una distancia igual a la separación entre fisuras calculada en dirección al apoyo más cercano. La diferencia de estas fuerzas divididas por la separación entre fisuras y el ancho del refuerzo nos da la tensión media de adherencia. Los valores, para la separación entre fisuras calculada según el EC-2 se recogen en la Tabla 5-18. El orden de las vigas es el mismo de la base de datos del Anejo A.

Tabla 5-18 Tensión media de adherencia en la región [0,1]

| Viga | s_f (mm) | $\tau_{m,max}$ (MPa) | Viga | s_f (mm) | $\tau_{m,max}$ (MPa) |
|----------------|------------|----------------------|----------|------------|----------------------|
| F3 | 191.60 | -1.96 | B5 | 240.00 | -0.94 |
| F4 | 191.60 | -2.08 | B6 | 240.00 | -0.88 |
| B120-1.8 | 220.00 | -3.77 | C3 | 384.00 | -0.46 |
| B150-1.5 | 220.00 | -3.47 | C4 | 384.00 | -0.45 |
| B200-1.5 | 220.00 | -3.64 | C5 | 384.00 | -0.73 |
| B200-1.8 | 220.00 | -3.37 | 1N2 | 79.96 | -2.56 |
| B3 | 120.00 | -2.83 | 3T675-1 | 79.96 | -1.67 |
| B4 | 120.00 | -2.65 | 3T4100-1 | 79.96 | -2.24 |
| B5 | 120.00 | -3.25 | S2 | 199.78 | -2.22 |
| B6 | 120.00 | -3.25 | S3 | 220.00 | -1.67 |
| A1.1 | 134.29 | -1.89 | A10 | 211.00 | -1.03 |
| A3.1 | 134.29 | -1.59 | A16 | 211.00 | -1.12 |
| 1D2 | 170.00 | -2.20 | A18 | 211.00 | -1.13 |
| 1C | 170.00 | -1.34 | A20 | 211.00 | -1.33 |
| 1B | 170.00 | -0.87 | A23 | 211.00 | -1.45 |
| 1 ^a | 170.00 | -1.95 | A26 | 211.00 | -1.38 |
| 2D | 170.00 | -0.72 | A28 | 211.00 | -1.35 |
| 2D2 | 170.00 | -0.96 | B10 | 195.40 | -0.70 |

| Viga | s_f (mm) | $\tau_{m,max}$ (MPa) | Viga | s_f (mm) | $\tau_{m,max}$ (MPa) |
|------|------------|----------------------|--------|------------|----------------------|
| 2C | 170.00 | -1.85 | B20 | 195.40 | -0.56 |
| L2 | 144.37 | -1.93 | B23 | 195.40 | -1.76 |
| H1 | 144.37 | -1.26 | B26 | 195.40 | -1.77 |
| H2 | 144.37 | -1.88 | B28 | 195.40 | -1.73 |
| H2x1 | 144.37 | -1.81 | E-1 | 228.41 | -2.60 |
| H4 | 144.37 | -1.12 | E-2 | 228.41 | -1.74 |
| A3 | 120.00 | -1.44 | B3 | 126.00 | -4.20 |
| A4 | 120.00 | -1.48 | B4 | 126.00 | -3.74 |
| A5 | 120.00 | -1.85 | B-08S | 217.10 | -3.52 |
| A6 | 120.00 | -1.62 | B-08M | 217.10 | -2.21 |
| B3 | 240.00 | -0.51 | B-083m | 217.10 | -1.13 |
| B4 | 240.00 | -0.47 | | | |

El boletín 14 de la FIB (2001) recoge una recomendación para la comprobación del despegue entre fisuras basado en el cálculo de la tensión media de adherencia, la cual está limitada por la siguiente expresión:

$$\tau_b = 1.8 \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$$

En el siguiente gráfico de la Figura 5-80 se representan los valores de la Tabla 5-18 contra la citada limitación así como la tensión media obtenida de los ensayos *beam-test*.

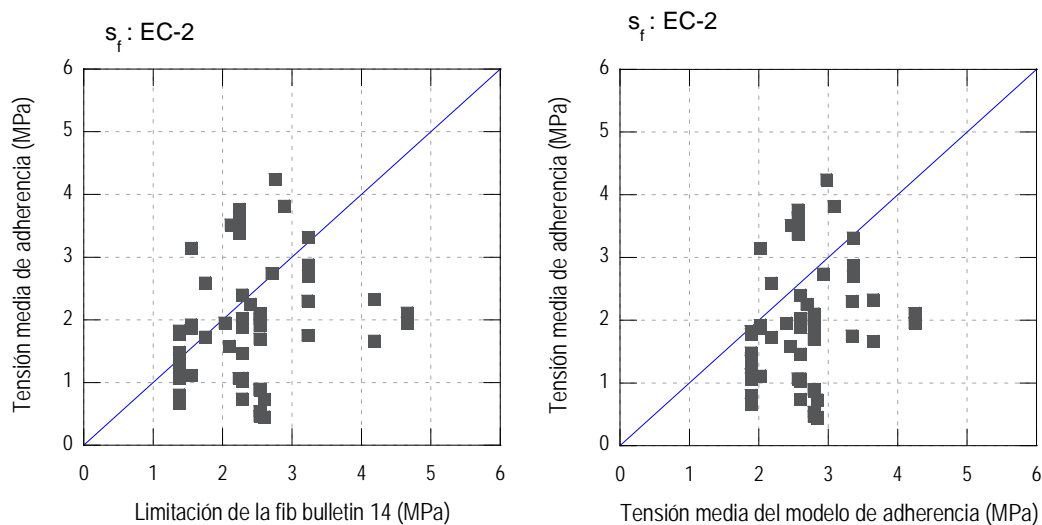


Figura 5-80 Tensión media de adherencia para la separación entre fisuras según el EC-2

Análogamente, en los gráficos de las Figuras 5-82 y 5-83 muestran, respectivamente, la misma representación para la distancia entre fisuras del boletín 14 de la FIB, así como la simplificación al canto útil de la viga.

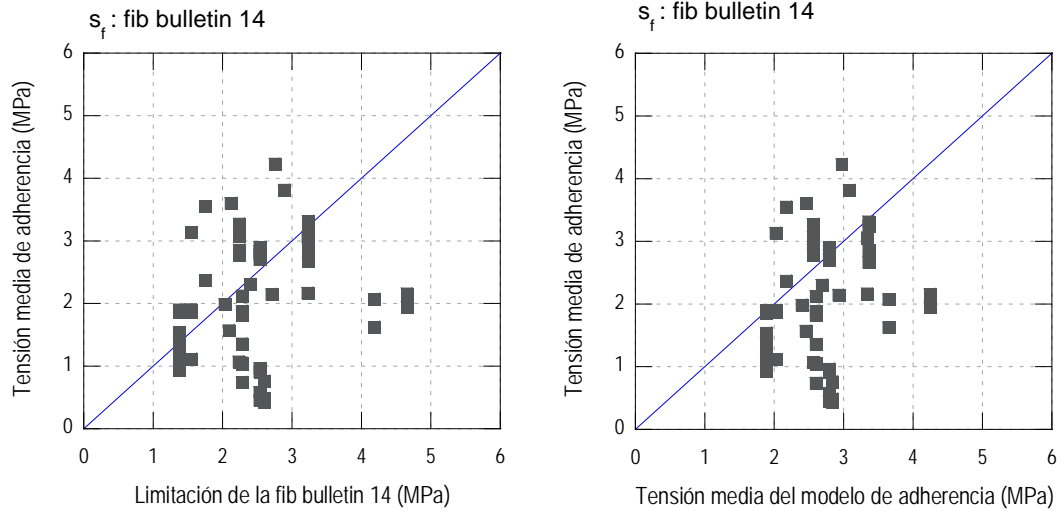


Figura 5-81 Tensión media de adherencia para la separación entre fisuras según el fib bulletin 14

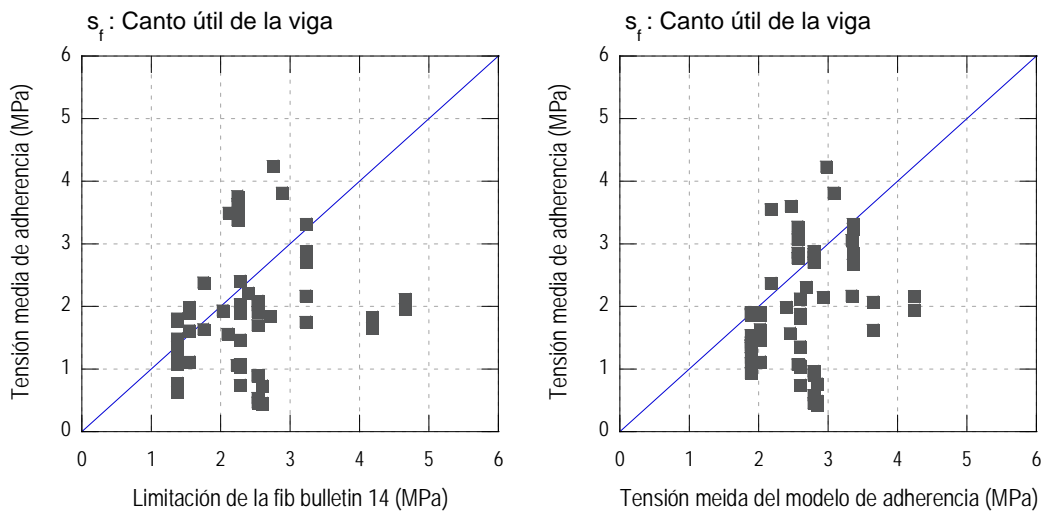


Figura 5-82 Tensión media de adherencia para la separación entre fisuras igual al canto útil.

Todos los casos presentan gran dispersión y están del lado de la inseguridad. Lo anterior se debe a que en ambos casos, tanto la limitación del boletín 14 de la FIB como en el modelo de adherencia sólo interviene la resistencia del hormigón, por tanto, puede decirse que la limitación basada en este enfoque discrimina muy poco.

El enfoque del JSCE (2001) para la comprobación del despegue DFF basado en la limitación del incremento de tensión puede asemejarse al enfoque basado en tensión media de adherencia, pues no depende de la magnitud de las tensiones en los fronteras de la zona en estudio como en el caso del segundo enfoque del modelo del boletín 14 de la FIB. La expresión que debe cumplirse según la citada norma para que no se produzca el despegue en la región de fisuras de flexión o de flexión-cortante se recoge en el Capítulo 2 de esta tesis y, por conveniencia se presenta nuevamente a continuación

$$\Delta\sigma_p = \sqrt{\frac{2G_f E_p}{t_p}}$$

El JSCE (2001) sugiere analizar el incremento en una longitud entre 150 y 250 mm. En la presente tesis se ha adoptado el valor medio, es decir 200 mm para realizar la comprobación con las vigas de la base de datos. Además, se ha tomado un valor de 0.5 N/mm para la energía de fractura de la interfaz FRP-hormigón según recomienda la citada norma en el caso de ausencia de ensayos. En el gráfico de la Figura 5-83 se representa el incremento de tensión de las vigas contra la limitación del JSCE.

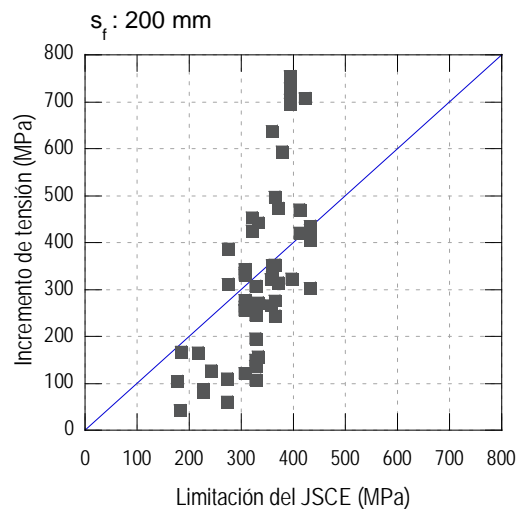


Figura 5-83 Incremento de tensión versus limitación del JSCE

A partir de la inspección del gráfico anterior puede deducirse que la limitación estudiada discrimina poco, pues como puede observarse puede estar del lado de la inseguridad o ser muy conservadora.

Con el objeto de trasladar los resultados de los ensayos de adherencia, se ha analizado la fuerza F_{pu} del modelo de adherencia en lugar de considerar la tensión media. La expresión para llevar a cabo la comparación se ha formulado de la siguiente forma:

$$\tau_{md} = \frac{F_{pu}}{s_f b_p} \lambda_\ell \quad [5.10]$$

donde

F_{pu} es la resistencia de adherencia deducida de los ensayos *beam-test* (expresión [5.4]), tomando como espesor de adhesivo igual a 2 mm en todos los casos resulta

$$F_{pu} = 3.44 f_{cm}^{0.6} \quad [\text{kN}]$$

Se ha optado por tomar un espesor de adhesivo de 2 mm en todos los casos ya que los procedimientos normales de ejecución conducen a espesores de dicha magnitud.

λ_ℓ es un factor que tiene en cuenta la reducción de la resistencia de adherencia para longitudes adheridas inferiores a la longitud efectiva. En este caso se ha adoptado tanto para la longitud efectiva como para el citado factor la formulación recogida en el Código Modelo 2010:

$$\lambda_\ell = \begin{cases} 1 & \text{Para } \frac{l_b}{l_{be}} \geq 1 \\ \frac{l_b}{l_{be}} \left(2 - \frac{l_b}{l_{be}} \right) & \text{Para } \frac{l_b}{l_{be}} < 1 \end{cases} \quad [5.11]$$

siendo

$$l_{be} = 0.6 \sqrt{\frac{E_p t_p}{\sqrt{k_b} f_{ctm}}} \quad k_b = \sqrt{\frac{2 - b_p/b}{1 + b_p/b}} \geq 1 \quad [5.12]$$

En los siguientes gráficos se representa el valor calculado con la expresión [5.10] contra la tensión media de adherencia obtenida para los esfuerzos experimentales de las vigas y para las diferentes separaciones entre fisuras estudiadas.

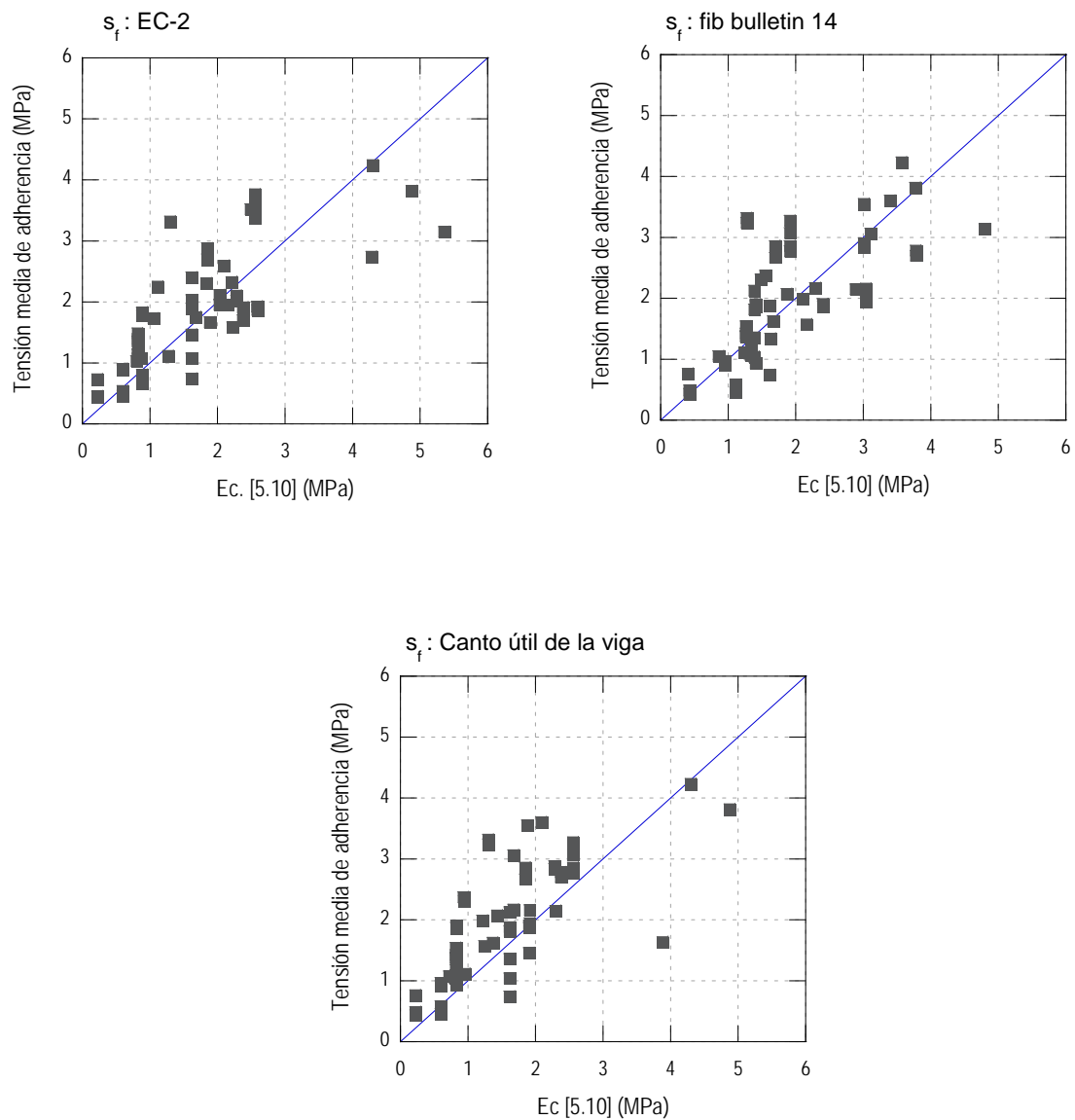


Figura 5-84 Resultados de la ecuación [5.10] contra la tensión media de adherencia en las vigas para diferentes separaciones entre fisuras.

Con base en el análisis de los gráficos de la Figura 5-84, la ecuación [5.10] discrimina más que la limitación anterior ya que en éste último únicamente interviene la resistencia a compresión del hormigón, en tanto que la citada expresión involucra el ancho del refuerzo y la separación entre fisuras. No obstante, los resultados muestran gran dispersión. Cabe señalar que para una separación igual al canto de la viga, los resultados están muy del lado de la seguridad.

En el gráfico de la Figura 5-85 se representa la longitud efectiva calculada con la expresión [5.12] frente a la separación entre fisuras de las vigas analizadas. En dicho gráfico puede observarse que la expresión recogida en el boletín 14 da una separación menor a la longitud efectiva de adherencia en la mayoría de los casos. Por otra parte, en muy pocos casos la separación es inferior al 50% de la longitud efectiva. Por esta razón, no se ha considerado susceptible un análisis que tenga en cuenta el efecto del factor β indicado en el análisis teórico de la interfaz FRP-hormigón.

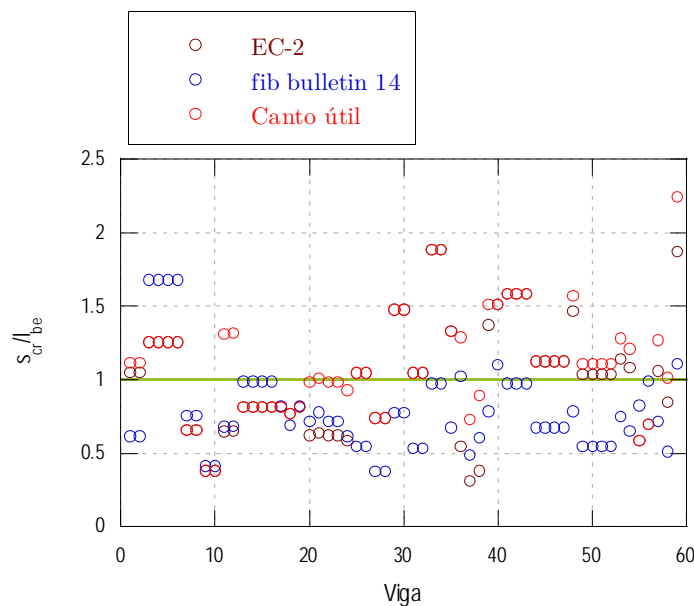


Figura 5-85 Relación s_{cr}/l_{be}

Por otra parte, la zona de plastificación de la armadura (l_y) tiene un rol importante en el despegue del refuerzo (WU Z., et al. (2007)), por ello, se introduce el concepto de longitud de transferencia en lugar del de separación entre fisuras.

En este caso, se calcula la tensión media de adherencia entre el punto de máximo momento flector y el de la plastificación de la armadura de tracción. En algunos casos, esta separación es muy pequeña o nula de acuerdo con el estudio de la ductilidad de la sección en el que se encontró que en algunas vigas no se había producido la plastificación de la armadura en el instante del despegue. Por esta razón, es necesario establecer un límite inferior, el cual se ha adoptado por el de la longitud efectiva de adherencia. En la Figura 5-86 se representa la tensión media de adherencia calculada contra el valor calculado de la ecuación [5.10].

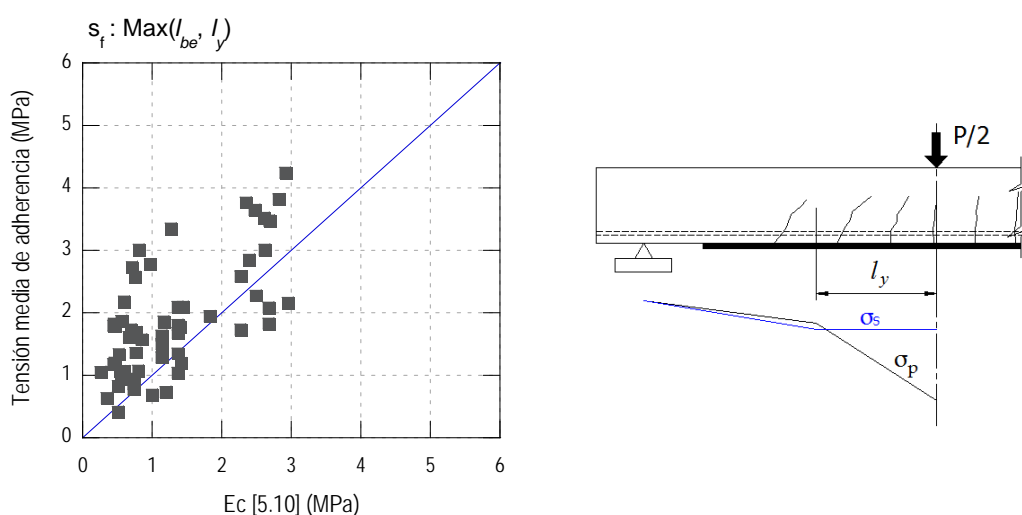


Figura 5-86 Tensión media de adherencia calculada para la distancia entre la sección de máximo momento flector y de la plastificación de la armadura de tracción

En este último caso, aunque en general se cumple el hecho de que al superar la tensión media dada por la expresión [5.10] se produce el despegue del refuerzo, los resultados muestran gran dispersión. Los valores altos de la tensión media obtenida de las vigas frente a valores notoriamente pequeños de la citada ecuación son casos en los que la longitud considerada para el cálculo es considerablemente superior a la longitud efectiva. Por tanto, la longitud efectiva no puede establecerse como valor mínimo sino como máximo para el cálculo de la tensión media de adherencia. En el gráfico de la Figura 5-87 se representa el resultado de la ecuación [5.10] contra la tensión media de adherencia de las vigas para una longitud igual al menor valor de la longitud efectiva de adherencia y el canto útil, observándose en general mejor relación en comparación con los casos analizados anteriormente.

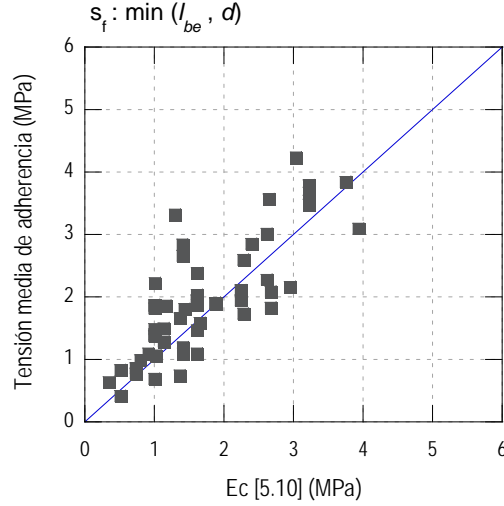


Figura 5-87 Tensión media de adherencia calculada para la distancia l_{be} pero no menor al canto útil de la viga.

Con base en el análisis anterior, la tensión media de adherencia puede presentar gran dispersión, pues depende en buena medida de la separación entre fisuras. En este contexto, la comprobación del despegue basada en el enfoque de la limitación de la deformación tiene ventaja frente al de tensión media de adherencia, pues en el primero se ha detectado una clara relación con los resultados de adherencia denotándose una influencia de la relación L_c/d .

5.3.5. Propuesta para la comprobación del despegue DFF. Modelo estricto

Con base en el análisis anterior, se propone realizar la comprobación del despegue en la región de fisuras de flexión o de flexión-cortante mediante la limitación de la deformación en la zona de máximo momento. Para tal fin, se proponen dos expresiones en función de la relación L_c/d . Las expresiones tienen la siguiente forma:

$$\hat{\varepsilon}_{pd} = \kappa \frac{(F_{pu})^n}{(A_p E_p)^m} \leq 0.9 \varepsilon_{pu}$$

siendo

F_{pu} la fuerza de despegue dada por el modelo de adherencia. Se ha simplificado el espesor de adhesivo a 2 mm debido a que los procedimientos normales de ejecución conducen a dicho valor. Por tanto,

$$F_{pu} = 27 \times 10^3 \left(\frac{f_{cm}^{0.3}}{2.8} \right)^2$$

Por medio del método de mínimos cuadrados se obtienen los siguientes valores:

| Vigas con relación $L_c/d \leq 6$ | Vigas con relación $L_c/d > 6$ |
|-----------------------------------|--------------------------------|
| $\kappa = 0.57$ | $\kappa = 0.19$ |
| $n = 0.43$ | $n = 0.61$ |
| $m = 0.34$ | $m = 0.56$ |

En los gráficos de la Figura 5-88 se representa el momento calculado M_{cal} con la metodología propuesta contra el momento experimental M_{exp} para las vigas con relación $L_c/d \leq 6$ y en el de la Figura 5-89 para las vigas con relación $L_c/d > 6$.

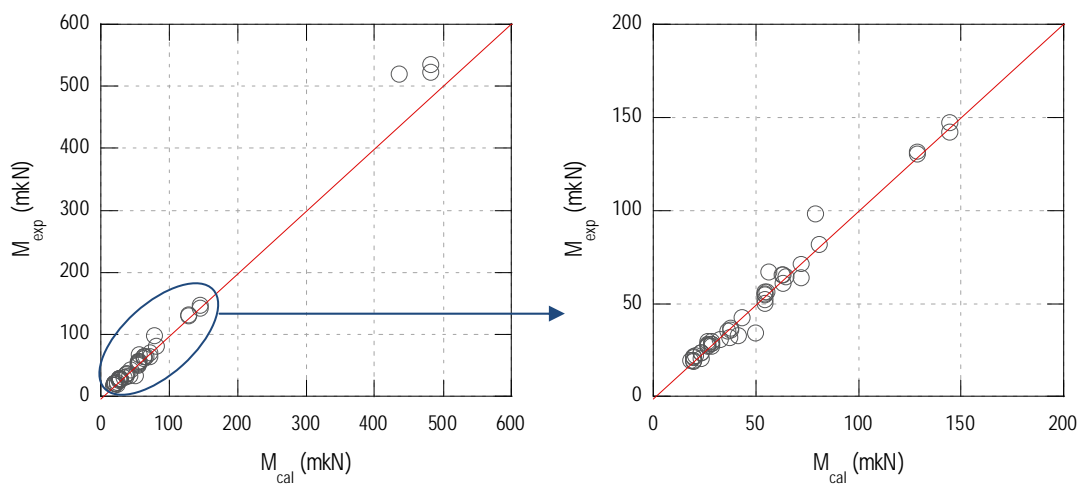


Figura 5-88 Momento calculado versus momento experimental (vigas con relación $L_c/d \leq 6$)

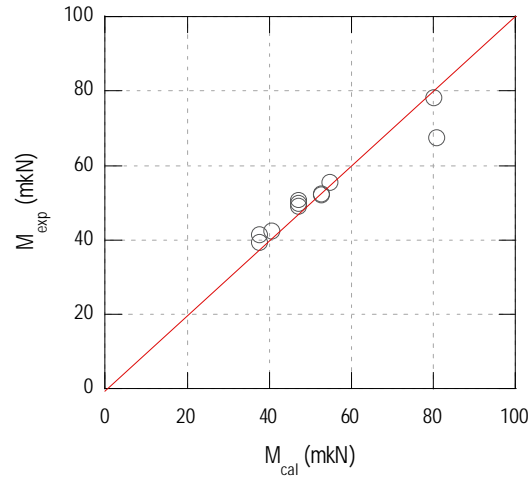


Figura 5-89 Momento calculado versus momento experimental (vigas con relación $L_c/d > 6$)

5.4. Estudio del comportamiento de los modelos existentes mediante criterios estadísticos

5.4.1. Modelos existentes

5.4.1.1. *FIB bulletin 14 (2001)*

El FIB bulletin 14 (2001) presenta tres enfoques para abordar el problema, el primero de ellos consiste en limitar la deformación última a tracción del refuerzo FRP ε_{pd} en un rango de 0.0065 a 0.0085, lo cual evidentemente no puede ser aplicable de manera general a cualquier configuración dimensional del sistema. La segunda propuesta consiste en calcular el máximo incremento de tensión a tracción que se puede transferir mediante tensiones de adherencia entre dos fisuras de flexión consecutivas. El modelo consiste básicamente en tres etapas:

a) Determinación de la separación más desfavorable de fisuras de flexión, que de acuerdo con el fib bulletin 14 (2001) el promedio es igual a dos veces la longitud de transmisión y puede ser calculada asumiendo una tensión media de adherencia para el refuerzo interno y el externo de la siguiente manera:

$$s_m = 2 \frac{M_f}{z_m} \frac{1}{\left(\sum \tau_{pm} b_p + \sum \tau_{sm} \phi_s \pi \right)}$$

$$M_f = \frac{k f_{ctk,0.95} b h^2}{6} \quad ; \quad \tau_{sm} = 2.25 f_{ctk,0.95} = 1.85 f_{ctm} \quad ; \quad \tau_{pm} = 0.44 f_{ctm}$$

$$z_m = 0.85 \frac{h E_p A_p + d E_s A_s}{E_p A_p + E_s A_s}$$

b) Determinación de la tensión de tracción al que está sometido el refuerzo en la zona delimitada por dos fisuras mediante un análisis convencional de equilibrio de fuerzas y compatibilidad de deformaciones de la sección plana. El incremento de tensión obtenido se puede expresar de la siguiente manera:

$$\Delta \sigma_{pd} = \sigma_{p \max} - \sigma_{p \min}$$

c) Finalmente, se calcula el incremento máximo de tensión que puede soportar el refuerzo antes de separarse del sustrato de hormigón en una longitud dada por la separación entre dos fisuras para una tensión $\sigma_{p \min}$.

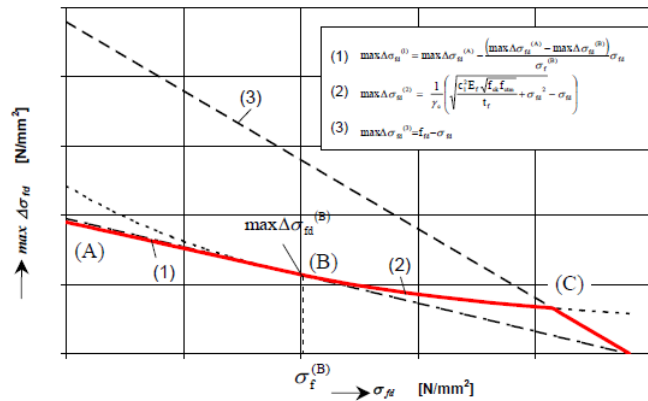


Figura 5-90 Diagrama del máximo incremento de tensión entre dos fisuras consecutivas según Niedermeier (2000) y tomada de la fib bulletin 14 (2001)

De acuerdo con el diagrama, se toma como punto de comparación $\sigma_p^{(B)}$ ($\sigma_f^{(B)}$ en la figura) para identificar en qué rama de la curva se encuentra $\sigma_{p \min}$; el incremento máximo de tensión se puede expresar mediante la siguiente ecuación:

$$\max \Delta \sigma_{pd} = \begin{cases} \max \Delta \sigma_{pd}^1 & \text{cuando } \sigma_{p \min} < \sigma_p^{(B)} \\ \min \left(\max \Delta \sigma_{pd}^2, \max \Delta \sigma_{pd}^3 \right) & \text{cuando } \sigma_{p \min} > \sigma_p^{(B)} \end{cases}$$

donde:

$$\sigma_p^{(B)} = \frac{0.185 E_p}{s_m} - 0.285 \sqrt{f_{ck} f_{ctm}} \frac{s_m}{4 t_p}$$

$$\max \Delta \sigma_{pd}^1 = \max \Delta \sigma_{pd}^{(A)} - \frac{\max \Delta \sigma_{pd}^{(A)} - \max \Delta \sigma_{pd}^{(B)}}{\sigma_p^{(B)}} \sigma_{p \min}$$

$$\max \Delta \sigma_{pd}^2 = \frac{1}{\gamma_c} \left[\sqrt{\frac{0.23 E_p \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}}{t_p} + \left(\sigma_{p \min} \right)^2} - \sigma_{p \min} \right]$$

$$\max \Delta \sigma_{pd}^3 = f_{pu} - \sigma_{p \min}$$

$$\max \Delta \sigma_{pd}^{(A)} = \begin{cases} \frac{0.23}{\gamma_c} \sqrt{\frac{E_p \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}}{t_p}} & \text{si } l_b > l_{b, \max} \\ \frac{l_b}{l_{b, \max}} \left(2 - \frac{l_b}{l_{b, \max}} \right) \frac{0.23}{\gamma_c} \sqrt{\frac{E_p \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}}{t_p}} & \text{si } l_b \leq l_{b, \max} \end{cases}, \quad l_{b, \max} = 1.44 \sqrt{\frac{E_p t_p}{\sqrt{f_{ck} f_{ctm}}}}$$

$$\max \Delta \sigma_{pd}^{(B)} = \frac{1}{\gamma_c} \left[\sqrt{\frac{0.23 E_p \sqrt{f_{ck} f_{ctm}}}{t_p} + \left(\sigma_p^{(B)} \right)^2} - \sigma_p^{(B)} \right]$$

El tercer enfoque consiste en limitar la tensión tangencial media en la interfaz FRP-Hormigón entre dos secciones. Este enfoque ha sido analizado en el apartado correspondiente en la presente tesis.

El segundo enfoque es el que se ha analizado en el presente epígrafe. El diagrama predicción-realización para el citado enfoque se muestra en la Figura 5-91. Con base en el análisis de la citada figura, puede deducirse que el modelo está del lado de la seguridad.

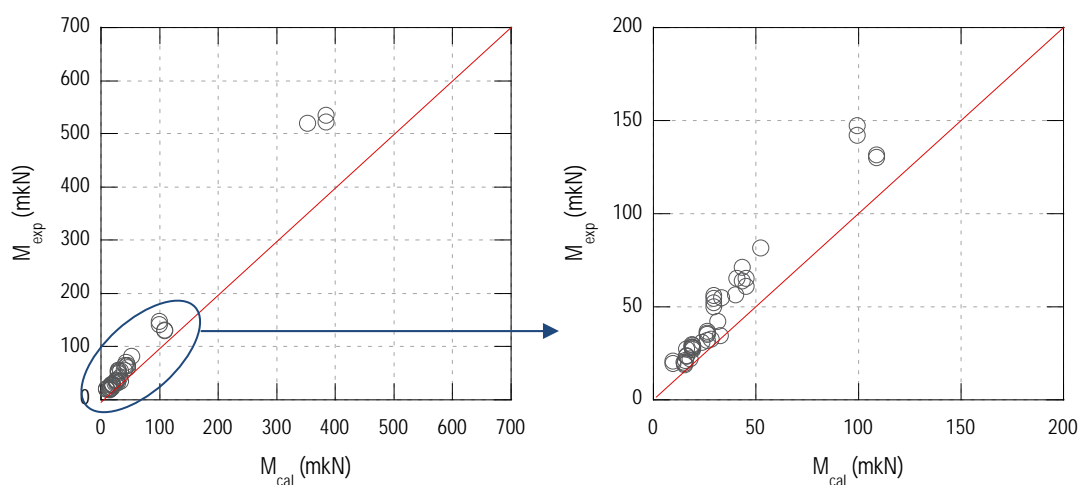


Figura 5-91 Momento experimental vs momento calculado con el procedimiento descrito en el boletín de la fib bulletin 14 (segundo enfoque)

5.4.1.2. Modelo de la norma ACI 440.2R-08

La norma ACI 440.2R-08 propone limitar la deformación del refuerzo al valor dado por la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{pd} = 0.41 \sqrt{\frac{f_c}{t_p E_p}} \leq 0.9 \varepsilon_{pu}$$

Es importante señalar que el cálculo de la «deformación real» de las vigas de la base de datos se ha realizado, para el cálculo de los estadísticos de comparación de este modelo, siguiendo las hipótesis contenidas en la citada norma, siendo la única diferencia la deformación última del hormigón con valor de 0.003 en lugar de

0.0035. En la Figura 5-92 se representa el valor pronosticado contra el experimental de la variable en estudio.

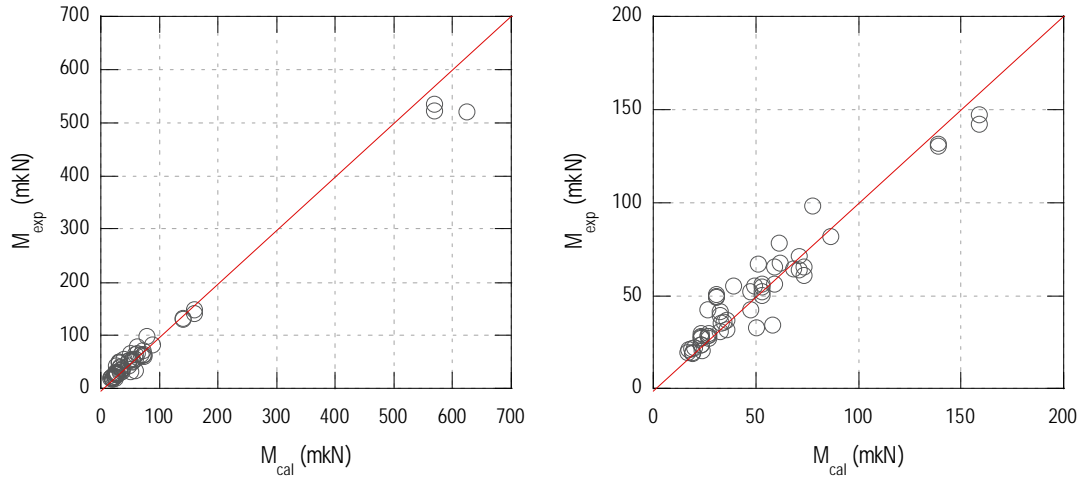


Figura 5-92 Momento experimental vs momento calculado con la limitación de la deformación propuesta por ACI 440.2R-08

5.4.1.3. Modelo de Said & Wu

El modelo de Said & Wu (2008) asume que el despegue se produce posterior a la plastificación de la armadura y ofrece directamente una expresión para el cálculo del momento último de despegue:

$$M_d = 0.9A_s f_y d + 0.23b_p (f_c)^{0.2} (E_p t_p)^{0.65} (0.9d + y_{sp})$$

En los gráficos de la Figura 5-93 se representa el diagrama predicción-realización. En la citada figura se observa que el modelo presenta una tendencia a la zona de sobrepredicción.

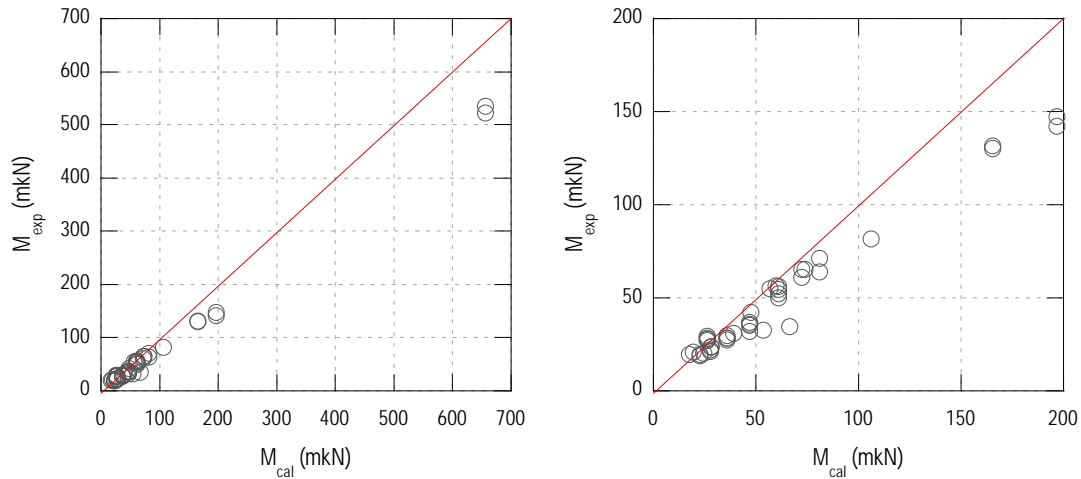


Figura 5-93 Momento experimental vs momento calculado con el modelo de Said y Wu (2008)

5.4.2. Metodología del estudio comparativo de los modelos

Como punto de partida, es necesario distinguir entre la comparación inter-modelos estimados y el estudio comparativo de modelos existentes. En el primer caso, los primeros se estimaron a partir de una misma muestra y por lo tanto es válida la utilización de criterios o estadísticos con el fin de elegir el o los mejores modelos. En el segundo caso, el que acontece en el presente capítulo, consiste en la comparación de modelos, entre los cuales están los estimados y los existentes, estos últimos bien recogidos en la normativa o propuestos por la comunidad científica. Aunque aparentemente obvio, pero muy importante, es hacer mención de dos aspectos fundamentales que se deben tomar en cuenta en una comparación de este tipo.

El primero consiste en que la comparación debe realizarse transformando la respuesta de los modelos a una misma variable. El segundo consiste en que una comparación estricta sería aquella que se realiza con una muestra independiente de la que se utilizó para la estimación de cada uno de los modelos. Esto significa que con la base datos recabada, la comparación sería válida únicamente para los modelos existentes, pues los modelos estimados serían enormemente favorecidos pues han sido calibrados con la misma muestra que sirve de comparación.

Para el primer punto, se ha elegido el momento flector en la sección crítica. Para abordar el segundo aspecto, se ha seguido una recomendación recogida en la

Monografía de ACHE M19, y consiste en utilizar las predicciones y los residuos de los modelos estimados con las «estimaciones borradas». Es decir, la predicción $\hat{y}_{i(i)}$ es la obtenida por la regresión que resulta de eliminar el punto i de la muestra, y el «residuo borrado» es por tanto $\tilde{e}_i = y_i - \hat{y}_{i(i)}$. En otras palabras, los modelos estimados con los datos de la muestra se han trabajado con las «predicciones externas» y con los «residuos externos» en lugar de las estimaciones y los residuos ordinarios. En definitiva, la comparación se basa en los pares «predicción-observación real» de la variable explicada (momento flector en la sección crítica) en lugar de los pares «estimación-observación real».

5.4.3. Análisis del comportamiento de los modelos

5.4.3.1. Vigas con relación $L_c/d \leq 6$

El primer estadístico de comparación consiste en la suma cuadrática de los residuos predictivos y se recogen en la Tabla 5-19.

Tabla 5-19 Suma cuadrática de los residuos predictivos

| | FIB bulletin 14 (A) | ACI 440.2R-08 (B) | Said & Wu (2008) (C) | Modelo propuesto (D) |
|------------------------------|------------------------|----------------------|----------------------------|----------------------------|
| $\sum \tilde{e}_{\cdot,i}^2$ | 86817 | 16741 | 73861 | 18889 |

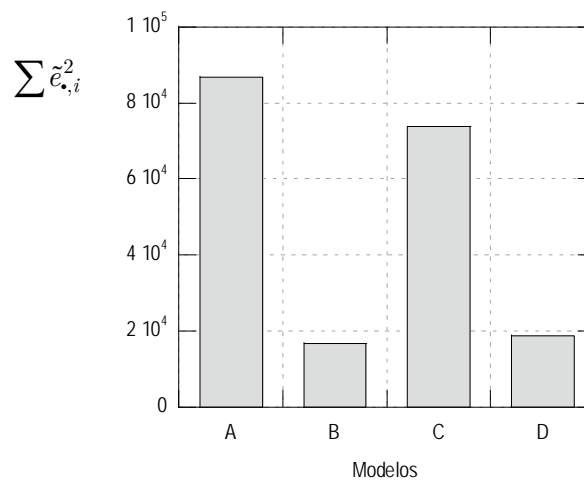


Figura 5-94 Suma cuadrática de los residuos predictivos

Los modelos B y D son los que presentan menor suma cuadrática residual. No obstante, debe resaltarse el hecho de que en el modelo A, el de la FIB, interviene la resistencia característica del hormigón y, en general, exhibe un comportamiento conservador como puede apreciarse en el gráfico de la Figura 5-91.

El segundo estadístico, que puede ser aplicado a todos los modelos para evaluar la bondad de ajuste, es el «coeficiente de desigualdad» de Theil expresado de la forma

$$U = \frac{\sqrt{n^{-1} \sum (y_i - \tilde{y}_i)^2}}{\sqrt{n^{-1} \sum y_i^2} + \sqrt{n^{-1} \sum \tilde{y}_i^2}}$$

o expresado como:

$$U^* = \frac{\sqrt{\sum (y_i - \tilde{y}_i)^2}}{\sum y_i^2}$$

Tabla 5-20 Estadístico de Theil

| | FIB bulletin 14 | ACI 440.2R-08 | Said & Wu (2008) | Modelo propuesto |
|-------|-----------------|---------------|---------------------|---------------------|
| U | 0.1732 | 0.0617 | 0.1213 | 0.0732 |
| U^* | 0.2960 | 0.1300 | 0.2730 | 0.1381 |

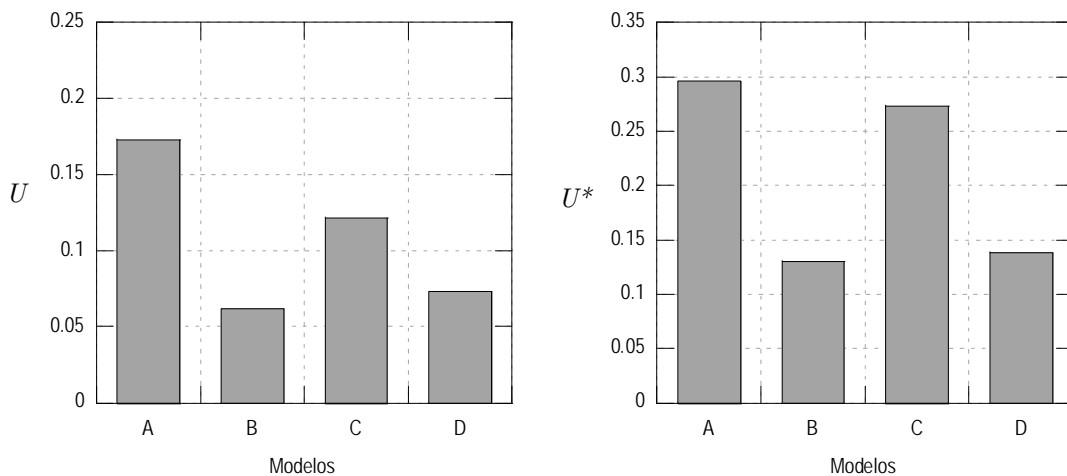


Figura 5-95 Criterio de Theil

Aplicando el criterio de Theil, cualitativamente la diferencia entre los modelos es menos acentuada que en la suma cuadrática residual. Los modelos B y D son los que nuevamente ofrece mejor resultado.

Un estadístico utilizado para estos fines en la Monografía de ACHE M-19 es la descomposición de $SCRE = \sum \tilde{e}_i^2$ la cual ofrece suficiente información de las diferencias entre las predicciones y los valores reales. De la citada descomposición se obtiene el «error predictivo cuadrático medio»:

$$RPCM = \frac{1}{n} \sum \tilde{e}_i^2 = (\bar{y} - \bar{\tilde{y}})^2 + (s_y - s_{\tilde{y}})^2 + 2(1 - r)s_y s_{\tilde{y}}$$

El primer sumando es el cuadro del «residuo predictivo medio» (RPM) es el reflejo de un error sistemático de la predicción. El segundo sumando, el cuadrado del «residuo predictivo por varianzas diferentes» (RPVD), es la manifestación de los patrones diferentes de variabilidad de los valores reales y los predichos. Finalmente, el tercer sumando es el cuadrado del «residuo predictivo por correlación incompleta» (RPCI) y es el reflejo de una correlación predicción-realización imperfecta, tal que $r \neq 1$.

En la Tabla 5-21 se recoge el resumen de la descomposición SCRE para el grupo de vigas en estudio.

Tabla 5-21 Resumen de los errores predictivos

| | FIB bulletin 14 | ACI 440.2R-08 | Said & Wu (2008) | Modelo propuesto |
|-------------|-----------------|---------------|---------------------|---------------------|
| <i>RPCM</i> | 1809 | 349 | 1539 | 394 |
| <i>RPM</i> | 24.3322 | -4.7347 | -16.9279 | 4.6884 |
| <i>RPVD</i> | 34.0859 | -14.9607 | -32.0499 | 16.7460 |
| <i>RPCI</i> | 7.4021 | 10.1256 | 15.0009 | 9.5448 |

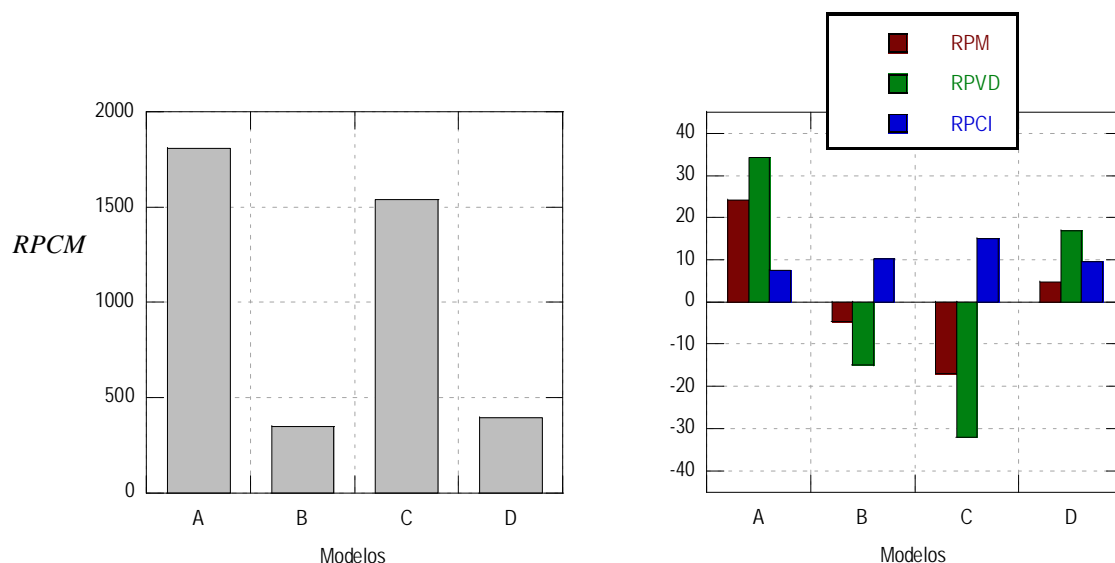


Figura 5-96 Error predictivo cuadrático medio (izq). Residuo predictivo medio, residuo predictivo por varianzas diferentes y residuo predictivo por correlación incompleta (der.)

El residuo predictivo medio RPM está asociado al centroide del diagrama de dispersión. Los valores recogidos en la Tabla 5-21 indican que el centroide del citado diagrama de los modelos B y C se ubican debajo de la bisectriz del diagrama predicción-realización, es decir, la que tiene por ecuación $y = \tilde{y}$, en tanto que en los modelos de la FIB y el propuesto pasa lo contrario.

El residuo predictivo por varianzas diferentes $RPVD$ proporciona información de la pendiente de la recta de regresión ortogonal del diagrama de dispersión. Valores positivos del $RPVD$ están asociados a pendientes mayores que la unidad y viceversa, con independencia de que los diagramas de dispersión estén ubicados en la zona de subpredicción, de sobrepredicción o en ambas. Los modelos A y C son los que presentan mayor valor del residuo $RPVD$. En ambos modelos el valor absoluto del citado residuo es muy parecido pero tienen signo opuesto. Los modelos B y D son los que presentan menor valor absoluto de los modelos estudiados.

Finalmente el residuo predictivo por correlación imperfecta, $RPCI$, indica la dispersión a uno y a otro lado de la recta de regresión ortogonal, y con base en los resultados recogidos en la Tabla 5-21, el modelo A es el que presenta menor dispersión.

Un aspecto importante del comportamiento de los modelos es el punto de corte de la recta de regresión ortogonal con la bisectriz del diagrama predicción-realización. En la siguiente tabla se recogen los puntos de corte de cada modelo.

Tabla 5-22 *Puntos de corte*

| | FIB bulletin 14 | ACI 440.2R-08 | Said y Wu (2008) | Modelo propuesto |
|----------------|-----------------|---------------|------------------|------------------|
| Punto de corte | -5.90 | 41.63 | 16.58 | 45.98 |

En la tabla anterior, el signo del punto de corte del modelo A indica el carácter conservador del mismo, en tanto que en los modelos B y C, indica que las predicciones superiores a ese valor resultan estar en promedio del lado de la inseguridad y las inferiores del lado de la seguridad. El punto de corte del modelo propuesto acontece el caso contrario.

Con base en el análisis anterior, los modelos B y D son los que presentan mejor comportamiento. En la Figura 5-97 se representa el diagrama predicción-realización con los diagramas de dispersión de todos los modelos.

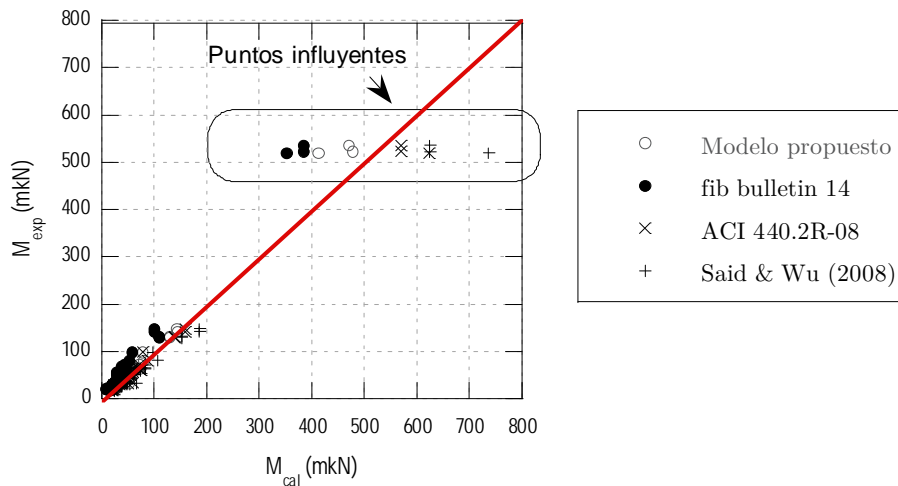


Figura 5-97 *Gráfico predicción-realización*

A partir de la observación del citado gráfico, puede intuirse que los puntos con valor real superior a 500 mkN pueden influir en el comportamiento de las regresiones ortogonales. En efecto, en el estudio de detección de atípicos y valores influyentes, los puntos alejados de la nube, comúnmente conocidos como puntos

palanca, son potencialmente influyentes. Por tanto, se ha considerado necesario realizar la comparación de los modelos sin estos puntos.

Como punto de partida, se ha analizado el carácter influyente de estos puntos mediante los estadísticos *DFFITs* y Cook. La monografía M19 señala que el primero ofrece una medida del grado de influencia de una observación que se basa en el cambio que experimenta la estimación \hat{y}_i ¹ cuando se extrae dicha observación del conjunto de datos y por ende la medida está focalizada en un efecto individual. En cambio, el estadístico de Cook integra los cambios en todas las observaciones.

La citada monografía, señala como guía práctica aceptar que una observación es influyente si el valor absoluto de su indicador de influencia *DFFITs* es mayor que la unidad para tamaños muestrales pequeños y medianos, y mayor que $2\sqrt{p/n}$ para tamaños muestrales grandes. En cambio, para la distancia de Cook se suele relacionar de forma aproximada con la distribución $\mathcal{F}(p, n - p)$, considerándose bastante influyente para valores superiores al cuantil asociado a una probabilidad de 0.5. De forma simplificada suele aceptarse que una observación es influyente cuando $D_i > 1$. No obstante, en la citada monografía también señala que muchos autores prefieren aislar la o las observaciones con distancias Cook sensiblemente superiores a las demás y estudiar los cambios producidos por la eliminación de dicha o dichas observaciones.

El indicador *DFFITs* y la distancia de Cook se presentan en la Tabla 5-23. Prácticamente en todos los modelos los tres puntos correspondientes a las vigas con momento último superior a 500 mkN denotan influencia. La excepción es la observación 23 en el modelo de la FIB. Sin embargo, a pesar de que no es una observación influyente en el citado modelo, ha sido necesario eliminarla para llevar a cabo el estudio comparativo. La distancia de Cook de la observación 22 en el modelo del ACI es inferior a uno; no obstante, presenta un valor notablemente superior al resto, por ello, también puede concluirse que es una observación influyente.

¹ En este caso, más bien la predicción \tilde{y}_i , pues los pares en estudio son (y_i, \tilde{y}_i) como se ha señalado al inicio de este epígrafe.

Tabla 5-23 Distancia Cook y estadístico DFFITS

| | | A | | B | | C | | D | |
|----|--------|-------|--------|-------|--------|--------|--------|-------|--------|
| | y | Cook | DFFITS | Cook | DFFITS | Cook | DFFITS | Cook | DFFITS |
| 1 | 61.00 | 0.002 | 0.000 | 0.011 | 0.000 | 0.001 | 0.001 | 0.006 | 0.000 |
| 2 | 65.18 | 0.000 | 0.000 | 0.002 | 0.000 | 0.003 | 0.001 | 0.001 | 0.000 |
| 3 | 29.43 | 0.000 | 0.004 | 0.008 | 0.004 | 0.003 | 0.005 | 0.005 | 0.005 |
| 4 | 27.54 | 0.000 | 0.004 | 0.003 | 0.004 | 0.001 | 0.005 | 0.002 | 0.005 |
| 5 | 28.44 | 0.000 | 0.004 | 0.005 | 0.004 | 0.002 | 0.005 | 0.003 | 0.005 |
| 6 | 27.15 | 0.000 | 0.004 | 0.003 | 0.004 | 0.001 | 0.005 | 0.002 | 0.005 |
| 7 | 56.00 | 0.030 | 0.002 | 0.009 | 0.001 | 0.003 | 0.001 | 0.001 | 0.001 |
| 8 | 52.00 | 0.015 | 0.002 | 0.001 | 0.001 | 0.000 | 0.001 | 0.000 | 0.001 |
| 9 | 50.20 | 0.010 | 0.002 | 0.000 | 0.001 | 0.000 | 0.001 | 0.001 | 0.001 |
| 10 | 54.50 | 0.024 | 0.002 | 0.005 | 0.001 | 0.002 | 0.001 | 0.000 | 0.001 |
| 11 | 64.00 | 0.001 | 0.000 | 0.001 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.010 | 0.000 |
| 12 | 81.50 | 0.007 | 0.000 | 0.001 | 0.000 | 0.000 | 0.000 | 0.001 | 0.000 |
| 13 | 71.40 | 0.014 | 0.000 | 0.008 | 0.000 | 0.003 | 0.000 | 0.000 | 0.000 |
| 14 | 19.38 | 0.003 | 0.005 | 0.001 | 0.005 | 0.000 | 0.005 | 0.001 | 0.006 |
| 15 | 18.88 | 0.003 | 0.005 | 0.002 | 0.005 | 0.000 | 0.005 | 0.001 | 0.006 |
| 16 | 21.85 | 0.004 | 0.004 | 0.001 | 0.005 | 0.001 | 0.004 | 0.001 | 0.005 |
| 17 | 21.45 | 0.001 | 0.005 | 0.000 | 0.005 | 0.001 | 0.004 | 0.001 | 0.005 |
| 18 | 131.75 | 0.104 | 0.008 | 0.001 | 0.004 | 0.001 | 0.003 | 0.010 | 0.005 |
| 19 | 130.15 | 0.119 | 0.008 | 0.003 | 0.004 | 0.000 | 0.003 | 0.015 | 0.005 |
| 20 | 147.35 | 0.010 | 0.005 | 0.000 | 0.007 | 0.001 | 0.008 | 0.000 | 0.007 |
| 21 | 142.15 | 0.001 | 0.005 | 0.008 | 0.007 | 0.008 | 0.008 | 0.003 | 0.007 |
| 22 | 522.32 | 1.095 | 0.306 | 0.316 | 0.277 | 1.268 | 0.252 | 0.806 | 0.265 |
| 23 | 535.44 | 0.017 | 0.306 | 2.564 | 0.277 | 2.722 | 0.252 | 4.019 | 0.254 |
| 24 | 520.08 | 2.475 | 0.250 | 4.217 | 0.314 | 10.413 | 0.365 | 7.711 | 0.340 |
| 25 | 20.18 | 0.001 | 0.005 | 0.004 | 0.005 | 0.000 | 0.005 | 0.000 | 0.005 |
| 26 | 34.30 | 0.028 | 0.002 | 0.098 | 0.001 | 0.028 | 0.001 | 0.018 | 0.002 |
| 27 | 32.68 | 0.012 | 0.002 | 0.055 | 0.002 | 0.011 | 0.002 | 0.002 | 0.003 |
| 28 | 56.28 | 0.000 | 0.001 | 0.000 | 0.001 | 0.004 | 0.001 | 0.001 | 0.001 |
| 29 | 42.21 | 0.002 | 0.002 | 0.002 | 0.002 | 0.000 | 0.002 | 0.000 | 0.002 |
| 30 | 23.51 | 0.000 | 0.004 | 0.000 | 0.005 | 0.000 | 0.004 | 0.000 | 0.005 |
| 31 | 23.78 | 0.000 | 0.004 | 0.000 | 0.005 | 0.000 | 0.004 | 0.000 | 0.005 |
| 32 | 23.93 | 0.000 | 0.004 | 0.000 | 0.005 | 0.000 | 0.004 | 0.000 | 0.005 |
| 33 | 28.43 | 0.000 | 0.004 | 0.001 | 0.004 | 0.001 | 0.003 | 0.001 | 0.004 |
| 34 | 29.93 | 0.001 | 0.004 | 0.003 | 0.004 | 0.000 | 0.003 | 0.002 | 0.004 |
| 35 | 28.39 | 0.000 | 0.004 | 0.001 | 0.004 | 0.001 | 0.003 | 0.000 | 0.004 |
| 36 | 27.45 | 0.002 | 0.004 | 0.000 | 0.004 | 0.001 | 0.003 | 0.000 | 0.004 |
| 37 | 30.90 | 0.002 | 0.003 | 0.000 | 0.003 | 0.001 | 0.003 | 0.000 | 0.003 |
| 38 | 31.91 | 0.007 | 0.003 | 0.002 | 0.003 | 0.004 | 0.002 | 0.003 | 0.003 |
| 39 | 36.98 | 0.000 | 0.003 | 0.001 | 0.003 | 0.000 | 0.002 | 0.000 | 0.003 |
| 40 | 35.96 | 0.001 | 0.003 | 0.000 | 0.003 | 0.001 | 0.002 | 0.000 | 0.003 |

| | | A | | B | | C | | D | |
|----|-------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|
| | y | Cook | DFBETS | Cook | DFBETS | Cook | DFBETS | Cook | DFBETS |
| 41 | 35.06 | 0.002 | 0.003 | 0.000 | 0.003 | 0.001 | 0.002 | 0.000 | 0.003 |
| 42 | 55.03 | 0.008 | 0.001 | 0.017 | 0.002 | 0.005 | 0.002 | 0.000 | 0.001 |
| 43 | 65.10 | 0.007 | 0.001 | 0.023 | 0.001 | 0.002 | 0.001 | 0.001 | 0.000 |
| 44 | 20.94 | 0.009 | 0.006 | 0.002 | 0.005 | 0.000 | 0.005 | 0.005 | 0.006 |
| 45 | 19.48 | 0.005 | 0.006 | 0.001 | 0.006 | 0.000 | 0.006 | 0.004 | 0.006 |
| 46 | 67.2 | 0.006 | 0.005 | 0.002 | 0.005 | 0.000 | 0.005 | 0.001 | 0.006 |
| 47 | 98 | 0.011 | 0.002 | 0.054 | 0.002 | 0.013 | 0.002 | 0.002 | 0.003 |
| 48 | 64.4 | 0.002 | 0.003 | 0.014 | 0.003 | 0.001 | 0.003 | 0.005 | 0.003 |

En la Tabla 5-24 se muestran los valores de los sumandos del error predictivo cuadrático medio pero ahora sin los puntos de influencia.

Tabla 5-24 Resumen de los errores predictivos (sin puntos de influencia)

| | FIB bulletin 14 | ACI 440.2R-08 | Said & Wu (2008) | Modelo propuesto |
|-------------|-----------------|---------------|------------------|------------------|
| <i>RPCM</i> | 367 | 61 | 194 | 26 |
| <i>RPM</i> | 15.7810 | -0.9655 | -9.0198 | 0.1884 |
| <i>RPVD</i> | 8.5890 | -3.2888 | -8.0605 | 0.6357 |
| <i>RPCI</i> | 8.0090 | 10.0985 | 10.4235 | 5.9508 |

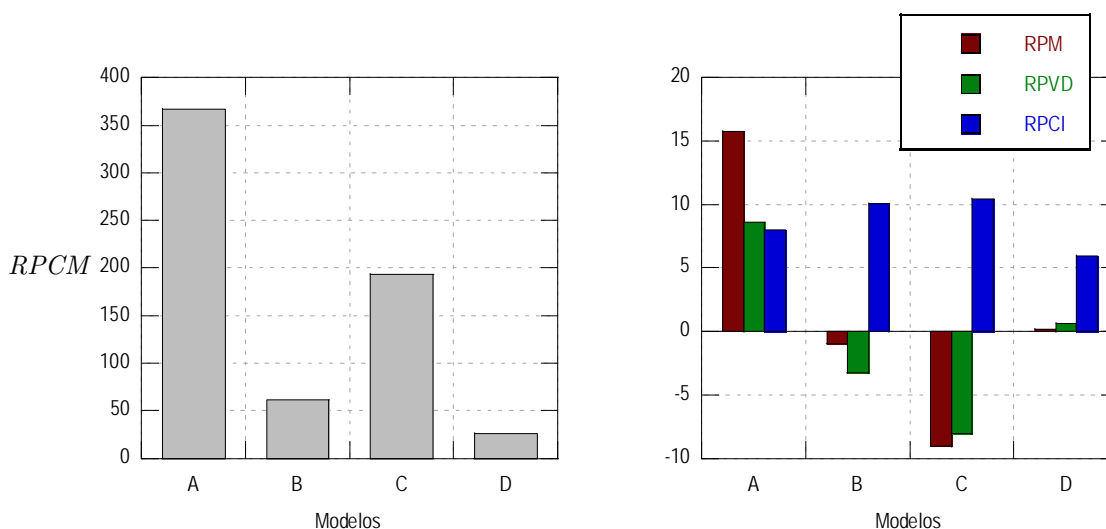


Figura 5-98 Error predictivo cuadrático medio (izq). Residuo predictivo medio, residuo predictivo por varianzas diferentes y residuo predictivo por correlación incompleta (der.). Sin puntos de influencia

Sin los puntos de influencia el error predictivo cuadrático medio cambia sustancialmente en valor numérico. Los modelos B y D son los que presentan mejor

parte, resalta el efecto de haber quitado los puntos de influencia en el modelo C, pues como puede observarse, el residuo cuadrático medio se redujo considerablemente dando cuenta de que los residuos asociados a estos puntos contribuyen a dar una valoración negativa del poder predictivo del modelo. En cuanto al modelo A, también se puede observar que el valor del RPCM se redujo notoriamente en comparación con el análisis sin los puntos palanca, lo cual deja nuevamente en evidencia que dichos puntos influyen sobre las conclusiones de comportamiento de los modelos.

El centroide de la nube de puntos en todos los modelos se conserva en la misma zona del diagrama predicción-realización; es decir, el centroide de los modelos A y D (el signo del RPM es positivo) se ubica encima de la bisectriz y por tanto en la zona de subpredicción, y los modelos B y C, el signo del *RPM* indica que se encuentran debajo de la bisectriz y por tanto en la zona de sobrepredicción.

De forma cualitativa, todos los modelos conservan la pendiente de la recta de regresión ortogonal inferior o superior a la unidad del primer análisis. No obstante, el valor del residuo RPVD disminuye significativamente en valor absoluto resaltando la influencia de los puntos eliminados, siendo el modelo D el de menor valor de dicho residuo.

El valor del residuo predictivo por correlación incompleta se reduce en todos los modelos como era de esperarse tras la eliminación de los puntos influyentes, siendo nuevamente el modelo D el que presenta menor valor.

Finalmente, los puntos de corte no se ven afectados significativamente tras la eliminación de los puntos influyentes según puede apreciarse en la Tabla 5-25.

Tabla 5-25 Puntos de corte

| | FIB bulletin 14 | ACI 440.2R-08 | Said y Wu (2008) | Modelo propuesto |
|----------------|-----------------|---------------|------------------|------------------|
| Punto de corte | -9.72 | 38.77 | 10.75 | 43.77 |

5.4.3.2. Vigas con relación $L_c/d > 6$

A continuación se presenta el análisis para las vigas con relación $L_c/d > 6$. En la Tabla 5-26 se recogen las sumas cuadráticas de los residuos de todos los modelos. En ella puede observarse que el modelo D es el que presenta menor valor seguido del modelo C, el B y el A.

Tabla 5-26 Suma cuadrática de los residuos predictivos

| | FIB bulletin 14 (A) | ACI 440.2R-08 (B) | Said & Wu (2008) (C) | Modelo propuesto (D) |
|--------------------------|------------------------|----------------------|----------------------------|----------------------------|
| $\sum \tilde{e}_{i,i}^2$ | 6363 | 2109 | 980 | 328 |

En la Tabla 5-27 se recogen los valores del criterio Theil. Es importante señalar que de la inspección de estos valores, el orden de los modelos es el mismo que el de la suma cuadrática de los residuos predictivos.

Tabla 5-27 Estadístico de Theil

| | FIB bulletin 14 | ACI 440.2R-08 | Said & Wu (2008) | Modelo propuesto |
|-------|-----------------|---------------|---------------------|---------------------|
| U | 0.2861 | 0.1451 | 0.0907 | 0.0505 |
| U^* | 0.4481 | 0.2580 | 0.1759 | 0.1018 |

En el gráfico de la Figura 5-99 se representan los valores de la suma cuadrática de los residuos predictivos y en el de la Figura 5-100 los de las expresiones del criterio de Theil. A partir de estos gráficos puede observarse que el orden de los modelos es el mismo en los tres casos.

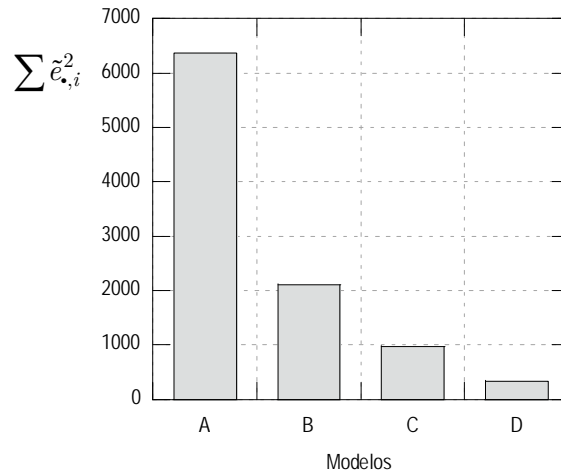


Figura 5-99 Suma cuadrática de los residuos predictivos

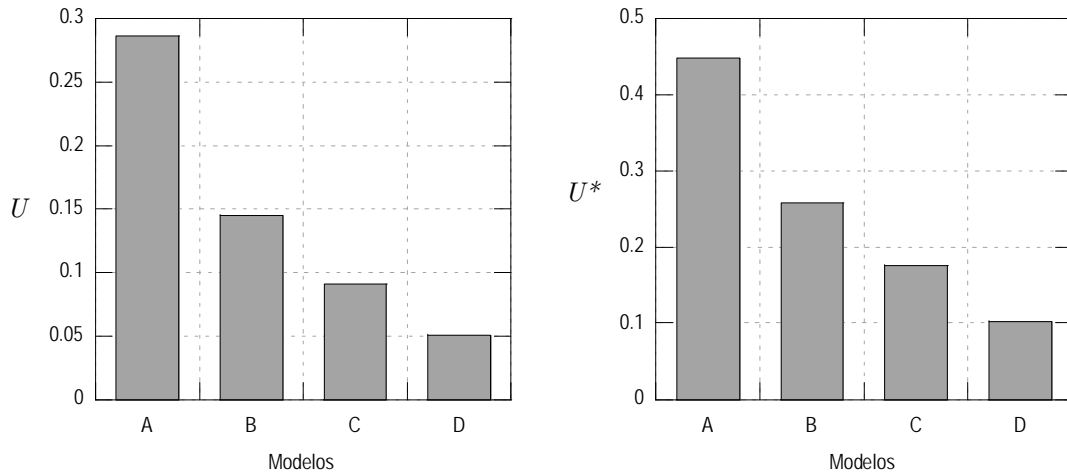


Figura 5-100 Criterio de Theil del grupo de vigas de esbeltez alta.

En comparación con el grupo de vigas con relación $L_c/d \leq 6$, contrasta el modelo C, que pasa a estar entre los modelos con mejor poder predictivo sólo después del modelo D.

Cabe señalar que no es posible establecer conclusiones tajantes relativas al comportamiento diferenciado de los modelos entre los dos grupos de vigas, pues el número de datos en cada caso es distinto. No obstante, dentro del grupo de vigas en estudio, sí puede denotarse la diferencia de comportamiento entre los diferentes modelos.

En la Tabla 5-28 se presenta el resumen de los errores predictivos. Puede observarse que el centroide de la nube de puntos de todos los modelos de ubica en la zona de subpredicción. En términos generales, el modelo D es el que presenta mejor poder predictivo. En los gráficos de la Figura 5-101 se representan los valores recogidos en la Tabla 5-28.

Tabla 5-28 Resumen de los errores predictivos del grupo de vigas con relación $L_c/d > 6$

| | FIB bulletin 14 | ACI 440.2R-08 | Said & Wu (2008) | Modelo propuesto |
|-------------|-----------------|---------------|------------------|------------------|
| <i>RPCM</i> | 578 | 192 | 89 | 30 |
| <i>RPM</i> | 23.6680 | 12.5570 | 4.3451 | 0.1934 |
| <i>RPVD</i> | 1.4562 | -1.0545 | -3.7082 | -4.1556 |
| <i>RPCI</i> | 4.0196 | 5.7365 | 7.5133 | 3.5405 |

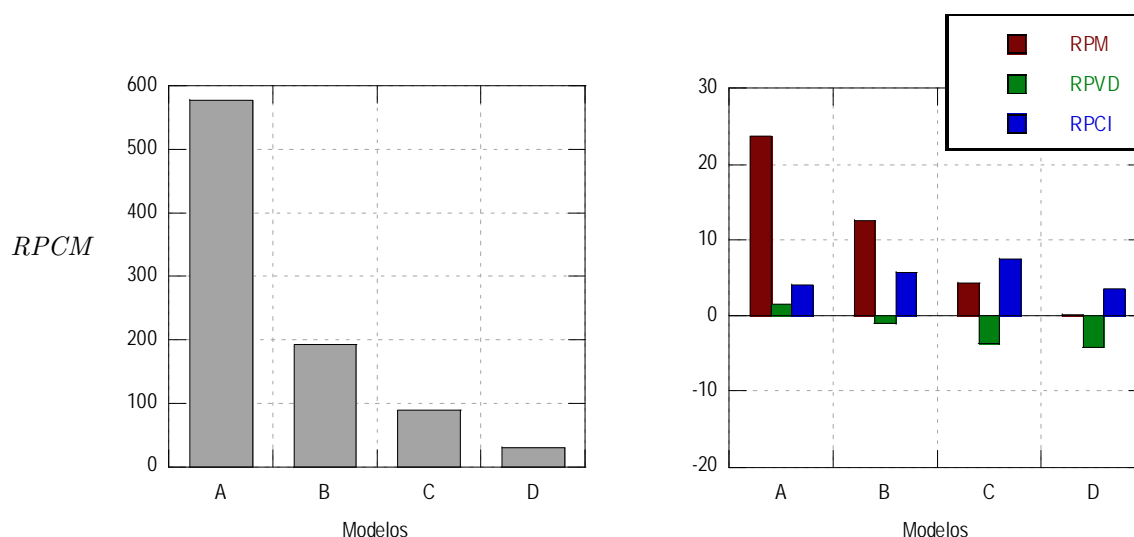


Figura 5-101 Error predictivo cuadrático medio (izq). Residuo predictivo medio, residuo predictivo por varianzas diferentes y residuo predictivo por correlación incompleta (der.) del grupo de vigas con relación $L_c/d > 6$

5.4.4. Resumen del estudio comparativo de modelos

Con base en el estudio comparativo del comportamiento de los modelos, la limitación de la deformación constituye una metodología práctica y eficaz para evaluar el despegue en la región entre fisuras de vigas reforzadas a flexión con materiales compuestos.

La formulación de la norma ACI440.2R-08 y la formulación propuesta son los modelos que presentan mejor poder predictivo. En el caso de vigas con relación $L_c/d \leq 6$ el comportamiento de ambos modelos es muy similar, el modelo de la FIB es conservador y el de Said Hemdan, et al. (2008) se presenta optimista. El comportamiento de éste último se atribuye a que en su base datos incorpora vigas con anclaje en los extremos así como vigas con relación $L_c/d > 6$. Por esta razón, para el primer grupo de vigas, el comportamiento es optimista en tanto que para el segundo presenta buen poder predictivo, mejor incluso que el modelo del ACI440.2R-08, el cual presenta buen comportamiento para las vigas con relación $L_c/d \leq 6$ pero presenta un comportamiento conservador para el otro grupo de vigas. Finalmente, el modelo de la FIB exhibe un comportamiento conservador en general.

5.4.5. Propuesta para la comprobación del despegue DFF. Modelo a efectos de diseño

Con base en el modelo estricto de §5.3.5, el modelo propuesto para la comprobación del despegue en la región de fisuras de flexión o flexión-cortante es el siguiente

$$\hat{\varepsilon}_{pd} = 0.57 \sqrt{\frac{\sqrt{f_{ck}}}{(A_p E_p)^{2/3}}} \leq 0.9 \varepsilon_{pu}$$

Para vigas con relación $M_d/(V_d d) > 6$ puede admitirse mayor deformación siempre que la capacidad de carga a cortante sea al menos 70% superior a la de flexión de acuerdo con las vigas estudiadas en la presente tesis. La propuesta para la limitación de la deformación para este tipo de vigas es la siguiente

$$\hat{\varepsilon}_{pd} = 11 \sqrt{\frac{f_{ck}^{2/3}}{A_p E_p}} \leq 0.9 \varepsilon_{pu}$$

En el gráfico de la Figura 5-102 se representa la relación entre carga experimental y valor pronosticado aplicando la presente propuesta.

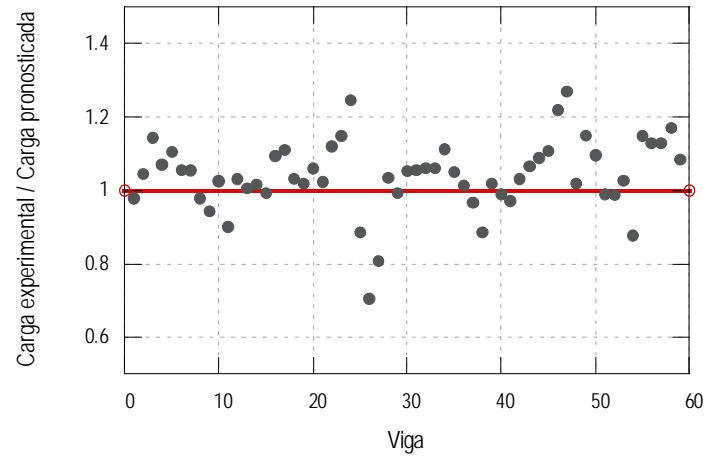


Figura 5-102 Relación carga experimental-valor pronosticado aplicando la propuesta de la limitación de la deformación del laminado

CAPÍTULO 6

Conclusiones y líneas futuras de investigación

6.1 Introducción

Con base en la investigación llevada a cabo y recogida en la presente tesis, las conclusiones derivadas de ella se han dividido en cuatro partes. En la primera se recogen las conclusiones derivadas del comportamiento de la interfaz FRP-Hormigón, contrastando la información de la literatura especializada con una solución numérica alternativa propuesta y ensayos preliminares. En la segunda parte se enuncian las conclusiones derivadas de los ensayos de adherencia, relativas a la carga última, distribución de las tensiones tangenciales y relación tensión-deslizamiento así como la influencia del hormigón y el espesor del adhesivo sobre éstas. En la tercera parte se establecen las conclusiones concernientes a la comprobación del despegue entre fisuras en vigas de hormigón reforzadas a flexión, con la propuesta de una metodología basada en un ensayo tipo, y las relativas al estudio comparativo de los modelos. Finalmente, en la última parte se hace mención de las bondades del ensayo tipo.

6.2 Conclusiones sobre el comportamiento de la interfaz FRP-Hormigón

En el Capítulo 3 de la presente tesis se ha desarrollado un estudio del comportamiento de la interfaz FRP-Hormigón. La modelización de ésta en estado de corte puro realizado por los investigadores, aun en el caso de las más simples, involucran expresiones analíticas de difícil aplicación práctica y están restringidas a funciones tensión-deslizamiento lineal o bilineal. Se ha presentado una alternativa mediante la aplicación de un método numérico ampliamente conocido y que permite obtener la distribución de las tensiones tangenciales para diferentes formas de la rama descendente o de «ablandamiento» de la función tensión-deslizamiento. Este planteamiento numérico muestra buena aproximación a las soluciones analíticas exactas, siempre que se defina un valor adecuado de la tolerancia.

En el caso de tracción doble, se ha determinado, mediante una modelización por elementos finitos, la influencia de la relación entre cargas y la longitud adherida sobre la carga máxima. Para longitudes adheridas pequeñas, inferiores a la longitud efectiva de adherencia, el aumento de la relación entre cargas se traduce en un aumento de la carga máxima respecto al caso de tracción simple. Aunque hay que ser prudente con la simulación en la que se recogen parámetros relacionados con la fisuración del hormigón y el comportamiento post-daño, sí puede concluirse que la citada modelización recoge el efecto de la relación entre cargas y la longitud adherida.

6.3 Conclusiones sobre los resultados de los ensayos de adherencia. Carga última y distribución de las tensiones en la interfaz

Con base en la campaña experimental preliminar, se ha realizado un minucioso estudio de la adherencia FRP-hormigón en ensayos de tipología similar al de adherencia de barras de acero. Se ha obtenido información de la deformación de refuerzo con una frecuencia de muestreo de 10 lecturas por segundo, permitiendo

procesar los resultados experimentales de forma detalla. El análisis de los mismos ha conducido a un mejor entendimiento del fenómeno del despegue y la transferencia de las tensiones en este tipo de ensayos.

Con base en los resultados experimentales puede establecerse que la carga última está claramente influenciada por la resistencia del hormigón y el espesor del adhesivo. El aumento de la resistencia del hormigón se traduce en un incremento de la carga última en todos los casos. En cambio, el efecto del espesor del adhesivo es menos significativo para hormigones de baja resistencia debido a que éste es el elemento limitativo, en tanto que para niveles resistentes superiores se traduce en un aumento ya que favorece la redistribución de las tensiones.

Se ha aplicado el ajuste no paramétrico *shape-preseving* o segmentos de polinomios cúbicos de Hermite para la interpolación de las lecturas de la deformación del refuerzo obtenidas en los ensayos experimentales. A partir de este ajuste, se ha calculado una aproximación de la distribución de las tensiones tangenciales en la interfaz FRP-Hormigón para diferentes niveles de carga. Gracias a este ajuste se evitan las ondulaciones de una interpolación con «splines», lo cual permite estudiar la distribución de las tensiones tangenciales y el proceso de redistribución de éstas durante la ejecución del ensayo. Además, asumiendo que el deslizamiento en una determinada sección de la interfaz puede simplificarse a la elongación del refuerzo, se ha obtenido la relación tensión-deslizamiento para cada familia de piezas y para diferentes puntos.

Con base en el análisis del procesamiento de los resultados experimentales de la deformación del refuerzo, integrado por la evolución de la distribución de las tensiones en la interfaz y la relación tensión-deslizamiento, pueden establecerse las siguientes conclusiones:

- En todos los casos existe una concentración de tensiones tangenciales en la zona comprendida entre 0 y 50 mm a partir del borde interior de las semivigas.
- En la familia H20 el hormigón fue el elemento limitativo, el deterioro progresivo del mismo no da lugar a una redistribución de las

tensiones a través de la longitud de transmisión, derivando en una rotura repentina y frágil. El efecto del espesor del adhesivo no fue significativo para este nivel resistente.

- En las piezas H60 con espesor de adhesivo 2 mm, se produjeron roturas transversales del adhesivo induciendo una redistribución de las tensiones, soportando incluso nuevos incrementos de carga antes del despegue. El aumento del espesor del adhesivo (familia H603) se tradujo en el retardo de la rotura del mismo favoreciendo la redistribución de las tensiones en la interfaz y, en definitiva, en un aumento de la carga última.
- Las piezas H40 son un caso intermedio de los dos anteriores. El caso de las piezas H402 (menor espesor de adhesivo), el fallo se produjo en la interfaz adhesivo-hormigón, no permitiendo una redistribución, en tanto que la familia H403 el aumento del espesor del adhesivo favoreció la transferencia de las tensiones y el aumento de la carga última.
- En algunas piezas de hormigón H40 y H60 se presentó el fallo de la interfaz FRP-adhesivo, por tanto la adherencia entre el adhesivo y el propio laminado cobra importancia para los hormigones de mayores niveles resistentes.

6.4 Conclusiones sobre la comprobación del despegue en la zona entre fisuras en vigas reforzadas a flexión

No son pocas las variables que sin duda influyen en el despegue del refuerzo en vigas reforzadas a flexión con materiales compuestos. Sin embargo, con base en el análisis de las vigas recogidas de la literatura especializada y caracterizadas por el despegue del refuerzo en la región de fisuras de flexión o flexión-cortante, pueden establecerse las siguientes conclusiones:

- Se ha detectado que existe correlación entre la deformación del refuerzo asociada al despegue en la sección crítica y la esbeltez de la viga. Esta propiedad geométrica es ignorada por los modelos existentes para la comprobación del despegue en la región entre fisuras.
- Por otra parte, también se ha encontrado correlación entre los resultados de los ensayos de adherencia realizados en la presente investigación y la deformación del refuerzo en la sección crítica de las vigas de la base datos. En esta correlación se han detectado dos grupos de comportamiento claramente distintos, los cuales se diferencian en la esbeltez para la luz de cortante, siendo el valor umbral $L_c/d = 6$.
- A partir de la relación encontrada, se ha establecido una nueva propuesta para la comprobación del despegue en la zona entre fisuras. La propuesta consiste en limitar la deformación del refuerzo en la sección crítica mediante un análisis seccional común, utilizando como límite un valor experimental deducido del modelo de adherencia propuesto ensayando el sistema empleado. La propuesta consiste en dos expresiones según la relación L_c/d , siendo seis el valor umbral. La propuesta exhibe buena precisión para ambos grupos de vigas. No obstante, aunque a la vista de los casos analizados de vigas con relación $L_c/d > 6$ hay que ser prudente con el modelo obtenido, sí que puede concluirse que el comportamiento es coherente con el hecho de que para este tipo de vigas, el efecto *peeling* generado por fisuras diagonales (fisuras de flexión-cortante) es menor, permitiendo una mejor transferencia de las tensiones.
- Se ha realizado un estudio del comportamiento de los modelos existentes mediante una metodología que toma en cuenta el hecho de que se ha empleado la misma base datos para la calibración del modelo y para la comparación de los modelos. De esta comparación se ha encontrado que la descripción del comportamiento de los

modelos puede verse influenciada por presentarse puntos alejados de la nube en el gráfico predicción-realización.

- Con base en las observaciones del comportamiento de los modelos, se puede concluir que un modelo basado en la limitación de la deformación cuya calibración se haya obtenido con una base datos que incluya vigas con anclaje en ambos extremos y con relaciones L_c/d superiores a 6, puede presentar resultados optimistas para las vigas que no posean dichas características.
- Finalmente, tras el estudio comparativo de los modelos se deduce que el modelo de la norma ACI y el modelo propuesto se consideran alternativas prácticas de comprobación del despegue en la región entre fisuras en vigas de hormigón reforzadas con materiales compuestos.

6.5 Conclusiones sobre la tipología del ensayo

Se ha puesto a punto un ensayo de adherencia FRP-hormigón del cual se puede obtener un valor experimental de la deformación del laminado para la comprobación de la adherencia entre fisuras en vigas reforzadas con FRP. El sistema de pegado recoge en las comprobaciones de cálculo el comportamiento real del mismo.

El método de ensayo se considera adecuado para medir la adherencia FRP-hormigón con otros tipos de refuerzo o adhesivos, incluso para analizar la resistencia ante ambientes agresivos.

6.6 Líneas futuras de investigación

Con base en los resultados de esta investigación, se considera oportuno aumentar la experimentación en vigas de esbeltez alta, para validar el modelo y el valor umbral propuesto en la presente tesis, o en su caso, calibrarlo.

También se considera importante aumentar la campaña experimental de este tipo de vigas con diferentes ratios de capacidad de carga a flexión frente a la de cortante.

Dada la variabilidad detectada en el enfoque de tensión media de adherencia, se sugiere como futura línea de investigación analizar la longitud de cálculo para el citado enfoque teniendo en cuenta la distribución de las tensiones de la zona en estudio.

Por otra parte, el despegue es un fenómeno que condiciona la capacidad de las estructuras de hormigón reforzadas con materiales compuestos, por tanto, el comportamiento de la interfaz FRP-Hormigón ante cualquier eventualidad, ya sea de carga o medioambiental, puede verse afectado durante su vida en servicio, lo cual pueden conducir a una «degradación» de la adherencia. Por ello, se considera oportuno profundizar en las siguientes líneas de investigación:

- Estudiar el efecto de la velocidad de carga en el comportamiento de la interfaz FRP-Hormigón. El fenómeno de relajación es un aspecto importante para evaluar el comportamiento en servicio de la estructura.
- Comportamiento de la interfaz FRP-Hormigón ante cargas dinámicas.
- Durabilidad de la interfaz FRP-Hormigón. Las propiedades de durabilidad del hormigón, los adhesivos y los materiales compuestos son ampliamente conocidas actualmente. Sin embargo, el comportamiento de la interacción FRP-Hormigón ante diferentes ambientes aún se considera incipiente. Para ello, el método de ensayo realizado en la presente tesis se considera adecuado para tal finalidad.
- Emplear el método de ensayo empleado en la presente tesis para estudiar la adherencia del sistema NSM (*near surface mounted*).

Bibliografía

- [1]. ABDELOUAHED TOUNSI. 2006. Improved theoretical solution for interfacial stresses in concrete beams strengthened with FRP plate. *International journal of solids and structures*. Vol. 43, No. 14-15, pp. 4154-4174.
- [2]. ACHE. 2012. Monografía M19: Modelos lineales aplicados al hormigón estructural. *Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural*. Grupo de trabajo GT2/4.2. Madrid.
- [3]. ALAGUSUNDARAMOORTHY, P; HARIK, I.E.; CHOO, C.C. 2003. Flexural behavior of R/C beams strengthened with carbon fiber reinforced polymer sheets or fabric. *Journal of Composites for Construction*. Vol. 7(4), pp. 292-301.
- [4]. ACI. 2009. 440.2 R-08: Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. *American concrete institute, farmington hills, michigan*. Vol. 113.
- [5]. ARAM MOHAMMAD R., CZADERSKI CHRISTOPH & MOTAVALLI MASOUD. 2008. Debonding failure modes of flexural FRP-strengthened RC beams. *Composites part B: Engineering*. Vol. 39, No. 5, pp. 826-841.
- [6]. ARDUINI, M; NANNI, A (1997). Behavior of precracked RC beams strengthened with carbon FRP sheets. *Journal of Composites for Construction*. Vol. 1(2), pp. 63-70.
- [7]. ASHBY M. F. 1992. Materials selection in mechanical design.
- [8]. AU C. 2005. Moisture degradation in FRP bonded concrete systems: An interface fracture approach.
- [9]. BANK L. C., GENTRY T. R., THOMPSON B. P. & RUSSELL J. S. 2003. A model specification for FRP composites for civil engineering structures. *Construction and building materials*. Vol. 17, No. 6-7, pp. 405-437.
- [10]. BAŽANT Z. P. & PLANAS J. Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials. CRC, 1998.
- [11]. BAZANT ZDENEK P. & BECQ-GIRAUDON EMILIE. 2002. Statistical prediction of fracture parameters of concrete and implications for choice of testing standard. *Cement and concrete research*. Vol. 32, No. 4, pp. 529-556.
- [12]. BINICI BARIS & BAYRAK OGUZHAN. 2003. Punching shear strengthening of reinforced concrete flat plates using carbon fiber reinforced polymers. *Journal of structural engineering*. Vol. 129, No. 9, pp. 1173-1182.

- [13]. BIZINDAVYI L. & NEALE K. W. 1999. Transfer lengths and bond strengths for composites bonded to concrete. *Journal of composites for construction*. Vol. 3, No. 4, pp. 153-160.
- [14]. BUYUKOZTURK ORAL. 2004. 1.054 mechanics and design of concrete structures, spring 2004. (massachusetts institute of technology: MIT OpenCourseWare), <http://ocw.mit.edu>.
- [15]. CANDAPPA D. P., SETUNGE S. y SANJAYAN J. G. 1999. Stress versus strain relationship of high strength concrete under high lateral confinement. *Cement and concrete research*. Vol. 29, No. 12, pp. 1977-1982.
- [16]. CAO S. Y., CHEN J. F., PAN J. W. y SUN N. 2007. ESPI measurement of bond-slip relationships of FRP-concrete interface. *Journal of composites for construction*. Vol. 11, No. 2, pp. 149-160.
- [17]. CARINO N. J. & SLATE F. O. 1976. Limiting tensile strain criterion for failure of concrete. Vol. 73, No. 3,
- [18]. CARPIO M. A. R. Ingeniería de los materiales poliméricos.Fundación para el Fomento de la Innovación Industrial,2007.
- [19]. CEB-FIP. 2010. "Model code." Comité Euro-International de Béton (CEB) et Federation International'al de Precontraint (FIB), Thomas Telford House.
- [20]. CFE. 1994. Manual de tecnología del concreto.
- [21]. CHAALLAL O., NOLLET M. -. y PERRATON D. 1998. Shear strengthening of RC beams by externally bonded side CFRP strips. *Journal of composites for construction*. Vol. 2, No. 2, pp. 111-113.
- [22]. CHAJES M. J., FINCH W. W., JANUSZKA T. F. y THOMSON T. A. 1996. Bond and force transfer of composite material plates bonded to concrete. *ACI structural journal*. Vol. 93, No. 2, pp. 208-217.
- [23]. CHALIORIS CONSTANTIN E. 2008. Torsional strengthening of rectangular and flanged beams using carbon fibre-reinforced-polymers - experimental study. *Construction and building materials*. Vol. 22, No. 1, pp. 21-29.
- [24]. CHEN J. F. & TENG J. G. 2001. Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete. *Journal of structural engineering*. Vol. 127, No. 7, pp. 784-791.
- [25]. CHEN J. F. & TENG J. G. 2003. Shear capacity of FRP-strengthened RC beams: FRP debonding. *Construction and building materials*. Vol. 17, No. 1, pp. 27-41.
- [26]. CHEN J. F., YANG, Z. J. y HOLT, G.D. 2001. FRP or steel plate-to-concrete bonded joints: Effect of test methods on experimental bond strength.
- [27]. CHEN W. F. Plasticity in reinforced concrete.J. Ross Publishing,2007.

- [28]. CHERN J. C., YANG H. J. y CHEN H. G. W. 1993. Behavior of steel fiber reinforced concrete in multiaxial loading. *ACI materials journal*. Vol. 89, No. 1,
- [29]. COLOTTI VINCENZO, SPADEA GIUSEPPE y SWAMY RAMNATH N. 2004. Structural model to predict the failure behavior of plated reinforced concrete beams. *Journal of composites for construction*. Vol. 8, No. 2, pp. 104-122.
- [30]. CORONADO C. A. & LOPEZ M. M. 2010. Numerical modeling of concrete-FRP debonding using a crack band approach. *Journal of composites for construction*. Vol. 14, No. 1, pp. 11-11.
- [31]. CORONADO CARLOS A. & LOPEZ MARIA M. 2008. Experimental characterization of concrete-epoxy interfaces. *Journal of materials in civil engineering*. Vol. 20, No. 4, pp. 303-312.
- [32]. CUEVAS O. M. G. and VILLEGAS F. R. F. Aspectos fundamentales del concreto reforzado. Limusa Noriega, 2005.
- [33]. DAI J. G. & UEDA T. 2003. Local bond stress slip relations for FRP sheets-concrete interfaces. *Fibre-reinforcement polymer: Reinforcement for concrete structures, vols 1 and 2, proceedings*. pp. 143-152.
- [34]. DAI JIANGUO, UEDA TAMON y SATO YASUHIKO. 2005. Development of the nonlinear bond stress--slip model of fiber reinforced plastics sheet--concrete interfaces with a simple method. *Journal of composites for construction*. Vol. 9, No. 1, pp. 52-62.
- [35]. DE LORENZIS L., MILLER B. y NANNI A. 2001. Bond of fiber-reinforced polymer laminates to concrete. *ACI materials journal*. Vol. 98, No. 3, pp. 256-264.
- [36]. DE LORENZIS LAURA & TEPFERS RALEJS. 2003. Comparative study of models on confinement of concrete cylinders with fiber-reinforced polymer composites. *Journal of composites for construction*. Vol. 7, No. 3, pp. 219-237.
- [37]. DEIFALLA A. & GHOBARAH A. 2010. Strengthening RC T-beams subjected to combined torsion and shear using FRP fabrics: Experimental study. *Journal of composites for construction*. Vol. 14, No. 3, pp. 301-311.
- [38]. DELIBES A. 1993. Tecnología y propiedades mecánicas del hormigón. *Instituto técnico de materiales y construcciones, madrid*.
- [39]. DIAZ HEREDIA E. 2007. Influencia de diferentes variables en el comportamiento a flexión de secciones de hormigón armado reforzadas con materiales compuestos. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid, E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Dpto. de Ingeniería Civil-Construcción, Madrid.
- [40]. EVANS R. H. & MARATHE M. S. 1968. Microcracking and stress-strain curves for concrete in tension. *Materials and structures*. Vol. 1, No. 1, pp. 61-64.

- [41]. FAM A. Z. & RIZKALLA S. H. 2001. Confinement model for axially loaded concrete confined by circular fiber-reinforced polymer tubes. *ACI structural journal*. Vol. 98, No. 4.
- [42]. FANNING, PJ; KELLY, O. 2001. Ultimate response of RC beams strengthened with CFRP plates. *Journal of Composites for Construction*. Vol. 5 (2), pp.122-127.
- [43]. FERRACUTI B., SAVOIA M. y MAZZOTTI C. 2007. Interface law for FRP–concrete delamination. *Composite structures*. Vol. 80, No. 4, pp. 523-531.
- [44]. FIB BULLETIN 35. Retrofitting of concrete structures by externally bonded FRPs. International Federation for Structural Concrete, 2006.
- [45]. FIB C. 2001. Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. *Bulletin*. Vol. 14.
- [46]. FOSTER S. J. y KHOMWAN N. 2005. Determination of bond stress versus slip for externally bonded FRP from standardised bond strength tests. *Bond behaviour of FRP in structures: Proceedings of the international symposium BBFS 2005*. pp. 85-90.
- [47]. FRITSCH F. N. & CARLSON R. E. 1980. Monotone piecewise cubic interpolation. *SIAM journal on numerical analysis*. Vol. 17, No. 2, pp. pp. 238-246.
- [48]. GANGARAO HOTA V. S. y VIJAY P. V. 1998. Bending behavior of concrete beams wrapped with carbon fabric. *Journal of structural engineering*. Vol. 124, No. 1, pp. 3-10.
- [49]. GAO B. 2005. FRP strengthened RC beams: Taper design and theoretical analysis. Department of Mechanical Engineering, Hong Kong University of Science and Technology, Hong Kong.
- [50]. GAO BO, KIM JANG-KYO y LEUNG CHRISTOPHER K. Y. 2003. Effect of rubber modifier on interlaminar fracture toughness of CFRP-concrete interface. *Composites science and technology*. Vol. 63, No. 6, pp. 883-892.
- [51]. GARDEN H. N., HOLLOWAY L. C. & THORNE A. M. 1997. A preliminary evaluation of carbon fibre reinforced polymer plates for strengthening reinforced concrete members. *Proceedings of the institution of civil engineers-structures and buildings*. Vol. 122, No. 2, pp. 127-142.
- [52]. GERSTLE KH. 1981. Simple formulation of biaxial concrete behavior. *ACI J.* 78. pp. 62–68.
- [53]. GUNES O. 2004. A fracture based approach to understanding debonding in FRP bonded structural members.
- [54]. GUO Z. G., CAO S. Y., SUN W. M. y LIN X. Y. 2005. Experimental study on bond stress-slip behaviour between FRP sheets and concrete. *Bond behaviour of*

FRP in structures: Proceedings of the international symposium BBFS 2005. pp. 77-83.

- [55]. HARRIES K., REEVE B. & ZORN A. 2007. Experimental evaluation of factors affecting monotonic and fatigue behavior of fiber-reinforced polymer-to-concrete bond in reinforced concrete beams. *ACI structural journal*. Vol. 104, No. 6, pp. 667.
- [56]. HEARING, B.P. 2000. "Delamination in reinforced concrete retrofitted with fiber reinforced plastics". Thesis (Ph.D.). Massachusetts Institute of Technology, Dept. of Civil and Environmental Engineering. Cambridge, Massachusetts.
- [57]. HEREDIA D. 2007. Influencia de diferentes variables en el comportamiento a flexión de secciones de hormigón armado reforzadas con materiales compuestos. Tesis doctoral. Cátedra de Edificación y Prefabricación. ETSICCP. UPM.
- [58]. HILLERBORG A., MODEER M. y PETERSSON P. E. 1976. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and concrete research*. Vol. 6, No. 6, pp. 773-782.
- [59]. HOLZENKÄMPFER P. 1994. Ingenieurmodelle des verbunds geklebter bewehrung für betonbauteile.
- [60]. HORIGUCHI, T. & SAEKI, N. 1997. Effect of test methods and quality of concrete on bond strength of CFRP sheet. *Non-metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures: Proceedings of the Third International Symposium*, Vol. 1, Sapporo, Japón, 265-270.
- [61]. HUSSEIN A. & MARZOUK H. 2000. Behavior of high-strength concrete under biaxial stresses. *ACI materials journal*. Vol. 97, No. 1, pp. 27-36.
- [62]. HUTCHINSON A. R. & IGLAUER S. 2006. Adhesion of construction sealants to polymer foam backer rod used in building construction. *International journal of adhesion and adhesives*. Vol. 26, No. 7, pp. 555-566.
- [63]. INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE (FIB). Model code 2010.2010.
- [64]. KANAKUBO T., FURUTA T. & FUKUYAMA H. 2003. Bond strength between fiber-reinforced polymer laminates and concrete. *Fibre-reinforcement polymer: Reinforcement for concrete structures, vols 1 and 2, proceedings*. pp. 133-142.
- [65]. KATZ AMNON. 2007. Stress transfer between FRP laminates and concrete through deteriorated concrete surfaces. *Journal of composites for construction*. Vol. 11, No. 4, pp. 410-418.

- [66]. KHALIFA AHMED, GOLD WILLIAM J., NANNI ANTONIO y M.I. ABDEL A. 1998. Contribution of externally bonded FRP to shear capacity of RC flexural members. *Journal of composites for construction*. Vol. 2, No. 4, pp. 195-202.
- [67]. KIM D. & SEBASTIAN W. M. 2002. Parametric study of bond failure in concrete beams externally strengthened with fibre reinforced polymer plates. *Magazine of concrete research*. Vol. 54, No. 1, pp. 47-59.
- [68]. KIM SUNG-HU, HAN KYOUNG-BONG, KIM KWANG-SOO y PARK SUN-KYU. 2009. Stress-strain and deflection relationships of RC beam bonded with FRPs under sustained load. *Composites part B: Engineering*. Vol. 40, No. 4, pp. 292-304.
- [69]. KOTSOVOS M. D. and NEWMAN J. B. 1977. Behavior of concrete under multiaxial stress. Vol. 74, No. 9,
- [70]. KOTYNIA RENATA, BAKY HUSSIEN A., NEALE KENNETH W. & EBEAD USAMA A. 2008. Flexural strengthening of RC beams with externally bonded CFRP systems: Test results and 3D nonlinear FE analysis. *Journal of composites for construction*. Vol. 12, No. 2, pp. 190-201.
- [71]. KUPFER H., HILSDORF H. K. y RUSCH H. 1969. Behavior of concrete under biaxial stresses. Vol. 66, No. 8.
- [72]. KURIHASHI Y., KISHI N., MIKAMI H. & ZHANG G. F. 2006. Optimum bonding length of FRP sheet for flexural reinforced RC beams. *IABSE REPORTS*. Vol. 92, pp. 288.
- [73]. KURTZ STEPHEN, BALAGURU PERUMALSAMY & HELM JEFFREY. 2008. Experimental study of interfacial shear stresses in FRP-strengthened RC beams. *Journal of composites for construction*. Vol. 12, No. 3, pp. 312-322.
- [74]. LAM L. & TENG J. G. 2002. Strength models for fiber-reinforced plastic-confined concrete. *Journal of structural engineering*. Vol. 128, No. 5, pp. 612-623.
- [75]. LAM L. & TENG J. G. 2003. Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete. *Construction and building materials*. Vol. 17, No. 6-7, pp. 471-489.
- [76]. LAMANNA A. J., BANK L. C. & SCOTT D. W. 2004. Flexural strengthening of reinforced concrete beams by mechanically attaching fiber-reinforced polymer strips. *Journal of composites for construction*. Vol. 8, No. 3, pp. 203-210.
- [77]. LEUNG CHRISTOPHER K. Y., KLENKE MARCUS, TUNG W. K. y LUK HERMAN C. Y. 2006. Determination of nonlinear softening behavior at FRP

- Composite/Concrete interface. *Journal of engineering mechanics*. Vol. 132, No. 5, pp. 498-508.
- [78]. LI L. J., GUO Y. C. y LIU F. 2008. Test analysis for FRC beams strengthened with externally bonded FRP sheets. *Construction and building materials*. Vol. 22, No. 3, pp. 315-323.
 - [79]. LINSE D. & ASCHL H. 1976. Tests on the behavior of concrete under multiaxial stresses. *Technical university of munich, department of reinforced concrete report*.
 - [80]. LU X. Z., TENG J. G., YE L. P. y JIANG J. J. 2005. Bond-slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete. *Engineering structures*. Vol. 27, No. 6, pp. 920-937.
 - [81]. LU XZ, TENG JG, YE LP y JIANG JJ. 2004. Bond-slip models for FRP sheet/plate-to-concrete interfaces. pp. 152.
 - [82]. MAALEJ M., LEONG K.S. 2005. Effect of beam size and FRP thickness on interfacial shear stress concentration and failure mode of FRP-strengthened beams. *Composites Science and Technology*, Vol. 65 pp. 1148-1158.
 - [83]. MACGREGOR J. G. Reinforced concrete: Mechanics and design. Prentice Hall, 1997.
 - [84]. MALEK A. M., SAADATMANESH H. & EHSANI M. R. 1998. Prediction of failure load of R/C beams strengthened with FRP plate due to stress concentration at the plate end. *ACI structural journal*. Vol. 95, pp. 142-152.
 - [85]. MAYS G. & HUTCHINSON A. R. Adhesives in civil engineering. Cambridge Univ Pr, 1992.
 - [86]. MAZZOTTI C., SAVOIA M. y FERRACUTI B. 2009. A new single-shear set-up for stable debonding of FRP-concrete joints. *Construction and building materials*. Vol. 23, No. 4, pp. 1529-1537.
 - [87]. MEZIANE M., BENYUCEF S., TOUNSI A. y BEDIA A. 2007. Analysis of adhesion stresses for the design of RC beam bonded with thin composite plate. *Multidiscipline modeling in materials and structures*. Vol. 3, No. 1, pp. 55-69.
 - [88]. MIRMIRAN AMIR, SHAHAWY MOHSEN, SAMAAAN MICHEL, EL ECHARY HAZEM, MASTRAPA JUAN C. y PICO ODELL. 1998. Effect of column parameters on FRP-confined concrete. *Journal of composites for construction*. Vol. 2, No. 4, pp. 175-185.
 - [89]. MOHAMED ALI M. S., OEHLERS D. J., GRIFFITH M. C. y SERACINO R. 2008. Interfacial stress transfer of near surface-mounted FRP-to-concrete joints. *Engineering structures*. Vol. 30, No. 7, pp. 1861-1868.

- [90]. MOHAMMAD, R. A.; CHRISTOPH, C.; MASOUD, M. 2008. Debonding failure modes of flexural FRP-strengthened RC beams. *Composites part B: engineering*, Vol. 39, pp. 826-841.
- [91]. MONTI G., RENZELLI M. y LUCIANI P. 2003. FRP adhesion in uncracked and cracked concrete zones. *Fibre-reinforcement polymer: Reinforcement for concrete structures, vols 1 and 2, proceedings*. pp. 183-192.
- [92]. MOSALLAM AYMAN S. & MOSALAM KHALID M. 2003. Strengthening of two-way concrete slabs with FRP composite laminates. *Construction and building materials*. Vol. 17, No. 1, pp. 43-54.
- [93]. NAKABA K., KANAKUBO T., FURUTA T. y YOSHIZAWA H. 2001. Bond behavior between fiber-reinforced polymer laminates and concrete. *ACI structural journal*. Vol. 98, No. 3, pp. 359-367.
- [94]. NATARAJA M. C., DHANG N. y GUPTA A. P. 1999. Stress-strain curves for steel-fiber reinforced concrete under compression. *Cement and concrete composites*. Vol. 21, No. 5-6, pp. 383-390.
- [95]. NELISSEN L. J. M. 1972. Biaxial testing of normal concrete.
- [96]. NEUBAUER U. & ROSTÁSY F. S. 1997. Design aspects of concrete structures strengthened with externally bonded CFRP plates. *Proc., 7th int. conf. on struct. faults and repairs*. Vol. 2, pp. 109.
- [97]. NEUBAUER U. & ROSTASY F. S. 1999. Bond failure of concrete fiber reinforced polymer plates at inclined cracks—experiments and fracture mechanics model. *Special publication*. Vol. 188, pp. 369-382.
- [98]. NEWMAN K. 1968. Criteria for the behavior of plain concrete under complex states of stress. pp. 255-274.
- [99]. NIEDERMEIER R. 2000. Zugkraftdeckung bei klebarmierten bauteilen (envelope line of tensile forces while using externally bonded reinforcement).
- [100]. NIELSEN C. V. 1998. Triaxial behavior of high-strength concrete and mortar. *ACI materials journal*. Vol. 95, No. 2.
- [101]. NIU, H.; VASQUEZ, A.; KARBHARI, V. M. 2006. Effect of material configuration on strengthening of concrete slabs by CFRP composites. *Composites part B: engineering*, Vol. 37, pp. 213-226.
- [102]. OLLER E. 2005. Peeling failure in beams strengthened by plate bonding. A design proposal. *Ph tesis, directed by cobo D., universitat politecnica de catalunya*.
- [103]. PAN J. & LEUNG C. K. Y. 2007. Effect of concrete composition on FRP/Concrete bond capacity. *Journal of composites for construction*. Vol. 11, pp. 611-618.

- [104]. PARK R. 1998. Design and behavior of RC columns incorporating high strength materials. *Concrete international*.
- [105]. PELLEGRINO CARLO & MODENA CLAUDIO. 2002. Fiber reinforced polymer shear strengthening of reinforced concrete beams with transverse steel reinforcement. *Journal of composites for construction*. Vol. 6, No. 2, pp. 104-111.
- [106]. PELLEGRINO CARLO & MODENA CLAUDIO. 2006. Fiber-reinforced polymer shear strengthening of reinforced concrete beams: Experimental study and analytical modeling. *ACI structural journal*. Vol. 103, No. 5, pp. 720.
- [107]. PEREPÉREZ VENTURA B. & BARBERÁ ORTEGA E. Manual del hormigón estructural. 2005.
- [108]. PERERA R., BARCHÍN M., ARTEAGA A. y DIEGO A. D. 2008. Diseño del refuerzo a cortante de estructuras de hormigón a base de materiales compuestos aplicando redes neuronales artificiales. *Hormigón y acero*. Vol. 59, No. 250, pp. 41.
- [109]. PERERA R., RECUERO A., DIEGO A. D. & LÓPEZ C. 2004. Adherence analysis of fiber-reinforced polymer strengthened RC beams. *Computers & structures*. Vol. 82, No. 23-26, pp. 1865-1873.
- [110]. PERERA VELAMAZÁN R., VIQUE GARCÍA J., ARTEAGA IRIARTE A. y DE DIEGO VILLALÓN A. 2009. Diseño a cortante de vigas de hormigón armado con armadura de acero y armadura externa de FRP mediante el mecanismo de bielas y tirantes y algoritmos genéticos. *Hormigón y acero*. No. 254, pp. 65.
- [111]. PHAM HUY B. & AL-MAHAIDI RIADH. 2006. Prediction models for debonding failure loads of carbon fiber reinforced polymer retrofitted reinforced concrete beams. *Journal of composites for construction*. Vol. 10, No. 1, pp. 48-59.
- [112]. POPOVICS S. 1973. A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. *Cement and concrete research*. Vol. 3, No. 5, pp. 583-599.
- [113]. RABINOVICH O. & FROSTIG Y. 2000. Closed-form high-order analysis of RC beams strengthened with FRP strips. *Journal of composites for construction*. Vol. 4, No. 2, pp. 65-10.
- [114]. RABINOVITCH O. & FROSTIG Y. 2003. Experiments and analytical comparison of RC beams strengthened with CFRP composites. *Composites part B: Engineering*. Vol. 34, No. 8, pp. 663-677.
- [115]. RAHIMI H. & HUTCHINSON A. 2001. Concrete beams strengthened with externally bonded FRP plates. *Journal of composites for construction*. Vol. 5, No. 1, pp. 44-56.
- [116]. REED C. E., PETERMAN RJ y RASHEED HA. 2004. Evaluating FRP repair method for cracked prestressed concrete bridge members subjected to repeated loadings (phase 1). *Final rep.no.K-TRAN: KSU 01*. Vol. 2.

- [117]. REEVE B. Z. 2005. Effect of adhesive stiffness and CFRP geometry on the behavior of externally bonded CFRP retrofit measures subject to monotonic loads.
- [118]. REN XIAODAN, YANG WEIZHONG, ZHOU YONG y LI JIE. 2008. Behavior of high-performance concrete under uniaxial and biaxial loading. *ACI materials journal*. Vol. 105, No. 6, pp. 548-557.
- [119]. REVUELTA D. 2007. Propiedades de los materiales compuestos. *Refuerzo de estructuras de hormigón con materiales compuestos*.
- [120]. RITCHIE P. A., THOMAS D. A., LU L. W. & CONNELLY G. M. 1991. External reinforcement of concrete beams using fiber reinforced-plastics. *ACI structural journal*. Vol. 88, No. 4, pp. 490-500.
- [121]. ROBERTS TM. 1989. Approximate analysis of shear and normal stress concentrations in the adhesive layer of plated RC beams. *The structural engineer*. Vol. 67, No. 12, pp. 229-233.
- [122]. ROBERTS TM & HAJIKAZEMI H. 1989. Theoretical study of the behaviour of reinforced concrete beams strenghtened by externally bonded steel plates. Vol. 87, No. 1, pp. 39-55.
- [123]. ROSS C. A., JEROME D. M., TEDESCO J. W. & HUGHES M. L. 1999. Strengthening of reinforced concrete beams with externally bonded composite laminates. *ACI structural journal*. Vol. 96, No. 2.
- [124]. SAADATMANESH H. & MALEK A. M. 1998. Design guidelines for flexural strengthening of RC beams with FRP plates. *Journal of composites for construction*. Vol. 2, No. 4, pp. 158-164.
- [125]. SAADATMANESH HAMID & EHSANI MOHAMMAD R. 1991. RC beams strengthened with GFRP plates. I: Experimental study. *Journal of structural engineering*. Vol. 117, No. 11, pp. 3417-3433.
- [126]. SAID HEMDAN & WU ZHISHEN. 2008. Evaluating and proposing models of predicting IC debonding failure. *Journal of composites for construction*. Vol. 12, No. 3, pp. 284-299.
- [127]. SAVOIA M., FERRACUTI B. y MAZZOTTI C. 2003. Non linear bond-slip law for FRP-concrete interface. *Fibre-reinforcement polymer: Reinforcement for concrete structures, vols 1 and 2, proceedings*. pp. 163-172.
- [128]. SCHICKERT G. & WINKLER H. 1977. Results of tests concerning strength and strain of concrete subjected to multiaxial compressive stresses. *Deutscher ausschuss fur stahlbeton*. Vol. 277,
- [129]. SEIM WERNER, HORMAN MATTHIAS, KARBHARI VISTASP y SEIBLE FRIEDER. 2001. External FRP poststrengthening of scaled concrete slabs. *Journal of composites for construction*. Vol. 5, No. 2, pp. 67-75.

- [130]. SEOW P. E. C. & SWADDIWUDHIPONG S. 2005. Failure surface for concrete under multiaxial load—a unified approach. *Journal of materials in civil engineering*. Vol. 17, pp. 219.
- [131]. SFER DOMINGO, CAROL IGNACIO, GETTU RAVINDRA y ETSE GUILLERMO. 2002. Study of the behavior of concrete under triaxial compression. *Journal of engineering mechanics*. Vol. 128, No. 2, pp. 156-163.
- [132]. SHARMA S. K., MOHAMED ALI M. S., GOLDAR D. y SIKDAR P. K. 2006. Plate-concrete interfacial bond strength of FRP and metallic plated concrete specimens. *Composites part B: Engineering*. Vol. 37, No. 1, pp. 54-63.
- [133]. SHEHATA I., CARNEIRO L. y SHEHATA L. 2002. Strength of short concrete columns confined with CFRP sheets. *Materials and structures*. Vol. 35, No. 1, pp. 50-58.
- [134]. SHEN HUI-SHEN, TENG J. G. y YANG J. 2001. Interfacial stresses in beams and slabs bonded with thin plate. *Journal of engineering mechanics*. Vol. 127, No. 4, pp. 399-406.
- [135]. SILVA P. & IBELL T. 2008. Evaluation of moment distribution in continuous fiber-reinforced polymer-strengthened concrete beams. *ACI structural journal*. Vol. 105, No. 6, pp. 729.
- [136]. SILVA MANUEL A. G. & BISCAIA HUGO. 2008. Degradation of bond between FRP and RC beams. *Composite structures*. Vol. 85, No. 2, pp. 164-174.
- [137]. SMITH S. T. & TENG J. G. 2002a. FRP-strengthened RC beams. I: Review of debonding strength models. *Engineering structures*. Vol. 24, No. 4, pp. 385-395.
- [138]. SMITH S. T. & TENG J. G. 2002b. FRP-strengthened RC beams. II: Assessment of debonding strength models. *Engineering structures*. Vol. 24, No. 4, pp. 397-417.
- [139]. SO M. & HARMON T. 2008. Cover delamination of reinforced concrete members with surface-mounted fiber-reinforced polymer reinforcement. *ACI structural journal*. Vol. 105, No. 2, pp. 196.
- [140]. SPADEA, G.; SWAMY, R.N.; BENCARDINO, F. 2001. Strength and ductility of RC beams repaired with bonded CFRP laminates. *Journal of Bridge Engineering*. Vol. 6(5) pp. 349-355.
- [141]. SPOELSTRA MARIJN R. & MONTI GIORGIO. 1999. FRP-confined concrete model. *Journal of composites for construction*. Vol. 3, No. 3, pp. 143-150.
- [142]. STRATFORD TIM & CADEI JOHN. 2006. Elastic analysis of adhesion stresses for the design of a strengthening plate bonded to a beam. *Construction and building materials*. Vol. 20, No. 1-2, pp. 34-45.

- [143]. STRONG A. B. Fundamentals of composites manufacturing: Materials, methods and applications. Sme, 2008.
- [144]. TALJSTEN B. 1996. Strengthening of concrete prisms using the plate-bonding technique. *International journal of fracture*. Vol. 82, No. 3, pp. 253-266.
- [145]. TASUJI M. E. 1978. Stress-strain response and fracture of concrete in biaxial loading. Vol. 75, No. 7,
- [146]. TENG J. G., SMITH S. T., YAO J. y CHEN J. F. 2003. Intermediate crack-induced debonding in RC beams and slabs. *Construction and building materials*. Vol. 17, No. 6-7, pp. 447-462.
- [147]. TENG J. G., YUAN H. y CHEN J. F. 2006. FRP-to-concrete interfaces between two adjacent cracks: Theoretical model for debonding failure. *International journal of solids and structures*. Vol. 43, No. 18-19, pp. 5750-5778.
- [148]. TOUNSI A. & BENYOUNCEF S. 2007. Interfacial stresses in externally FRP-plated concrete beams. *International journal of adhesion and adhesives*. Vol. 27, No. 3, pp. 207-215.
- [149]. TOUNSI A., HASSAINE DAOUADJI T., BENYOUNCEF S. y ADDA BEDIA E. A. 2009. Interfacial stresses in FRP-plated RC beams: Effect of adherend shear deformations. *International journal of adhesion and adhesives*. Vol. 29, No. 4, pp. 343-351.
- [150]. TOUTANJI H. & ORTIZ G. 2001. The effect of surface preparation on the bond interface between FRP sheets and concrete members. *Composite structures*. Vol. 53, No. 4, pp. 457-462.
- [151]. TOUTANJI HOUSSAM, SAXENA PRIYAM, ZHAO LIANGYING y OOI TENG. 2007. Prediction of interfacial bond failure of FRP--concrete surface. *Journal of composites for construction*. Vol. 11, No. 4, pp. 427-436.
- [152]. TRAINA L. A. & MANSOUR S. A. 1991. Biaxial strength and deformational behavior of plain and steel fiber concrete. *ACI materials journal*. Vol. 88, No. 4, pp. 354-362.
- [153]. TUMIALAN J. G., BELARBI A. y NANNI A. Reinforced concrete beams strengthened with CFRP composites: Failure due to concrete cover delamination. Center for Infrastructure Engineering Studies, 1999.
- [154]. URS MEIER HANSPETER K. Strengthening of structures with CFRP laminates. *Advanced composites materials in civil engineering structures*.
- [155]. VAN MIER J. G. M. 1986. Multiaxial strain-softening of concrete. *Materials and structures*. Vol. 19, No. 3, pp. 179-190.
- [156]. VARASTEHPOUR H. y HAMELIN P. 1997. Strengthening of concrete beams using fiber-reinforced plastics. *Materials and structures*. Vol. 30, No. 197, pp. 160-166.

- [157]. VILANOVA A. 2009. Influencia de la dosificación y empleo de diferentes tipos de cemento y adiciones en las propiedades mecánicas del hormigón autocompactante.
- [158]. WAN B. L., SUTTON M. A., PETROU M. F., HARRIES K. A. y NING U. 2004. Investigation of bond between fiber reinforced polymer and concrete undergoing global mixed mode I/II loading. *Journal of engineering mechanics-asce*. Vol. 130, No. 12, pp. 1467-1475.
- [159]. WANG JIALAI. 2006a. Cohesive zone model of intermediate crack-induced debonding of FRP-plated concrete beam. *International journal of solids and structures*. Vol. 43, No. 21, pp. 6630-6648.
- [160]. WANG JIALAI. 2006b. Debonding of FRP-plated reinforced concrete beam, a bond-slip analysis. I. theoretical formulation. *International journal of solids and structures*. Vol. 43, No. 21, pp. 6649-6664.
- [161]. WANG W. W. & LI G. 2006. Experimental study of RC beams strengthened with CFRP sheets under sustaining loads. *Journal of wuhan university of technology-materials science edition*. Vol. 21, No. 3, pp. 82-85.
- [162]. WANG JIALAI. 2007. Cohesive-bridging zone model of FRP-concrete interface debonding. *Engineering fracture mechanics*. Vol. 74, No. 17, pp. 2643-2658.
- [163]. XIAO J. Z., LI H. y ZHA Q. F. 2004. Experimental study on bond behavior between FRP and concrete. *Construction and building materials*. Vol. 18, No. 10, pp. 745-752.
- [164]. XIAO Y. y WU H. 2000. Compressive behavior of concrete confined by carbon fiber composite jackets. *Journal of materials in civil engineering*. Vol. 12, No. 2, pp. 139-146.
- [165]. XIONG GJ, YANG JZ & JI ZB. 2004. Behavior of reinforced concrete beams strengthened with externally bonded hybrid carbon fiber-glass fiber sheets. *Journal of composites for construction*. Vol. 8, pp. 275.
- [166]. XU F. Q., GUAN J. G. y CHEN Y. 2001. Bond strength between CFRP sheets and concrete. *Frp composites in civil engineering, vols i and ii, proceedings*. pp. 357-364.
- [167]. YALIM B., KALAYCI A. S. y MIRMIRAN A. 2008. Performance of FRP-strengthened RC beams with different concrete surface profiles. *Journal of composites for construction*. Vol. 12, No. 6, pp. 626-634.
- [168]. YAMAGUCHI T., NISHIMURA T. & UOMOTO T. 1998. Creep model of FRP rods based on fibre damaging rate. pp. 427-437.
- [169]. YANG J. & WU Y. -. 2007. Interfacial stresses of FRP strengthened concrete beams: Effect of shear deformation. *Composite structures*. Vol. 80, No. 3, pp. 343-351.

- [170]. YANG J. & WU Y. F. 2005. Interfacial stresses in FRP plated concrete beams including shear deformation effect. *Bond behaviour of FRP in structures: Proceedings of the international symposium BBFS 2005*. pp. 169-173.
- [171]. YANG J. & YE J. Q. 2005. Closed-form rigorous solution for the interfacial stresses in plated beams using a two-stage method. *Bond behaviour of FRP in structures: Proceedings of the international symposium BBFS 2005*. pp. 175-181.
- [172]. YANG JIAN, YE JIANQIAO y NIU ZHONGRONG. 2007. Interfacial shear stress in FRP-plated RC beams under symmetric loads. *Cement and concrete composites*. Vol. 29, No. 5, pp. 421-432.
- [173]. YANG JIAN, YE JIANQIAO y NIU ZHONGRONG. 2008. Simplified solutions for the stress transfer in concrete beams bonded with FRP plates. *Engineering structures*. Vol. 30, No. 2, pp. 533-545.
- [174]. YAO J., TENG J. G. y CHEN J. F. 2005. Experimental study on FRP-to-concrete bonded joints. *Composites part B: Engineering*. Vol. 36, No. 2, pp. 99-113.
- [175]. YE J. Q. 2001. Interfacial shear transfer of RC beams strengthened by bonded composite plates. *Cement and concrete composites*. Vol. 23, No. 4-5, pp. 411-417.
- [176]. YIN J. & WU Z. S. 2003. Structural performances of short steel-fiber reinforced concrete beams with externally bonded FRP sheets. *Construction and building materials*. Vol. 17, No. 6-7, pp. 463-470.
- [177]. YIN W. S., SU E. C. M., MANSUR M. A. y HSU T. T. C. 1989. Biaxial tests of plain and fiber concrete. *ACI materials journal*. Vol. 86, No. 3.
- [178]. YUAN H., CHEN J. F., TENG J. G. y LU X. Z. 2007. Interfacial stress analysis of a thin plate bonded to a rigid substrate and subjected to inclined loading. *International journal of solids and structures*. Vol. 44, No. 16, pp. 5247-5271.
- [179]. ZACHARY REEVE, B. 2005. Effect of adhesive stiffness and CFRP geometry on the behavior of externally bonded CFRP retrofit measures subject to monotonic loads. Thesis (M.S.). School of Engineering, University of Pittsburgh.
- [180]. ZHANG, A.; JIN, W.; LI, G. 2006. Behavior of preloaded RC beams strengthened with CFRP laminates. *Journal of Zhejiang University SCIENCE A*, Vol. 7(3), pp. 436-444.
- [181]. ZIRABA Y. N., BALUCH M. H., BASUNBUL I. A., SHARIF A. M., AZAD A. K. y ALSULAIMANI G. J. 1994. Guidelines toward the design of reinforced-concrete beams with external plates. *ACI structural journal*. Vol. 91, No. 6, pp. 639-646.

ANEJO A

Base de datos de ensayos a flexión

Se ha realizado una minuciosa búsqueda de ensayos a flexión de vigas de hormigón reforzadas con FRP en la cara de tracción. Se han capturado los datos de 59 ensayos cuyo modo de fallo ha sido del tipo DFF.

Geometría de la viga

La altura, ancho y longitud de la viga están definidos por h , b y L respectivamente. Cuando el recubrimiento es un dato desconocido se considera del 10% de la altura de la viga más el diámetro del estribo más el radio de la barra del refuerzo a tracción.

Hormigón

Las propiedades mecánicas del hormigón se han definido por f_c , f_t y E_c para la resistencia a compresión, resistencia a tracción y módulo de elasticidad. f_{cm} es la resistencia a compresión del hormigón obtenida de probetas cilíndricas a los 28 días. Cuando dicha resistencia es obtenida por medio de probetas cúbicas se aplica un factor de corrección dado según la norma EHE-08 por:

$$f_{cm} = \lambda_{cil,cub} f_{cm,cub} \quad ; \quad \lambda_{cil,cub} = \begin{cases} 0.90 & \text{para } f_{cm,cub} < 60\text{MPa} \\ 0.95 & \text{para } 60 \leq f_{cm,cub} < 80\text{MPa} \\ 1.00 & \text{para } f_{cm,cub} \geq 80\text{MPa} \end{cases} \quad [\text{A.1}]$$

Si no se da la resistencia a tracción obtenida de ensayos, se obtiene indirectamente de la resistencia a compresión empleando la resistencia característica de proyecto f_{ck} o la resistencia característica estimada (calculada como $f_{cm} - 8$), según la información proporcionada, mediante las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} f_{ctm} &= 0.30 f_{ck}^{2/3} & \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2 \\ f_{ctm} &= 0.58 f_{ck}^{1/2} & \text{para } f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2 \end{aligned} \quad [\text{A.2}]$$

Finalmente, si no se proporciona el valor del módulo de elasticidad del hormigón se obtiene mediante la fórmula dada por la citada norma:

$$E_{cm} = 8500 \sqrt[3]{f_{cm}} \quad [\text{A.3}]$$

Acero de refuerzo interior

El acero de refuerzo de la viga está definido por A_s , A'_s y A_w para la armadura de tracción, la de compresión y la armadura transversal respectivamente, el cual corresponde al área de acero transversal en la luz de cortante L_c . La separación de los estribos está definida por s_w . Cuando el módulo de elasticidad del acero es desconocido se asume un valor de 200 GPa

Refuerzo exterior

El refuerzo exterior empleado en los ensayos consiste en laminados FRP unidireccionales fabricados por pultrusión (P) de fibra carbono (C), o bien tejidos de fibras unidireccionales que se aplican por el denominado proceso húmedo *wet lay-up* (W). Las dimensiones del refuerzo externo están definidas por b_p y t_p para el ancho y espesor respectivamente, la longitud L_p se deduce a partir de la distancia a (separación entre el extremo del refuerzo y el soporte más cercano). E_p , ε_{pu} son respectivamente el módulo de elasticidad longitudinal y la deformación última. Cuando el refuerzo FRP ha sido conformado mediante el proceso húmedo y el autor no presenta las propiedades mecánicas del material compuesto, se han estimado a partir de las siguientes expresiones tomadas del fib bulletin 14 (2001)

$$E_p = E_f V_f + E_m V_m \quad [\text{A.4}]$$

$$f_p \approx f_f V_f + f_m V_m \quad [\text{A.5}]$$

En el caso que la publicación no proporcione la deformación última del refuerzo se asume de 1.5% según información proporcionada en fichas técnicas de los fabricantes.

La columna con las siglas «AE» indica si el refuerzo ha sido anclado; «X» significa que ha sido anclado en un extremo.

La columna con las siglas «CP» indica si la viga fue sometida a una carga previa al refuerzo. La letra «X» señala que ha sido prefisurada, estas piezas fueron retiradas de la máquina de ensayos para la colocación del refuerzo y una vez concluido el proceso de curado de la resina fueron ensayadas nuevamente hasta la rotura. Cuando la «X» se acompaña de un número entre paréntesis, significa que la viga se reforzó bajo carga sostenida y el número indica el nivel de carga expresado como el porcentaje de la resistencia nominal de la pieza de control.

Adhesivo

El espesor de la capa de adhesivo está definido por t_a , el ancho se considera el mismo del refuerzo. E_a y G_a son respectivamente el módulo de elasticidad longitudinal y transversal. La información concerniente al adhesivo es una de las principales carencias en la literatura. Para el caso del espesor de la capa de adhesivo se ha asumido el valor de 2 mm cuando el refuerzo consiste en adherir un laminado FRP fabricado por pultrusión y 0.42 mm cuando se adhiere el refuerzo mediante el proceso húmedo, estos valores han sido obtenidos por Smith et al. (2002b) según un estudio realizado por dichos autores con base en una serie de ensayos documentados. Análogamente y por las mismas razones se ha asumido un valor para $E_a = 8500$ MPa. Generalmente los investigadores no proporcionan G_a , para este caso se calcula como $G_a = E_a / (2 \times (1 + \nu_a))$ considerando un coeficiente de poisson de 0.3.

Tabla A.1 Base de datos de ensayos a flexión. Parte 1 de 2

| Referencia | Viga | A E | C P | Geometría de la viga | | | | | | Propiedades mecánicas | | | | | | |
|-------------------------------|----------|-----|-----|----------------------|----------|----------------------|------------------------|------------------|-----------------|-----------------------|----------------------|-----------------------|------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| | | | | <i>b</i> | <i>h</i> | <i>A_s</i> | <i>A_s</i> ' | <i>d</i> | <i>d</i> ' | <i>A_w</i> | <i>s_w</i> | <i>f_{cm}</i> | <i>f_{ctm}</i> | <i>E_c</i> | <i>f_y</i> | <i>E_s</i> |
| | | | | mm | mm | mm ² | mm ² | mm | mm | mm ² | mm | MPa | MPa | MPa | MPa | MPa |
| Fanning PJ et al. (2001) | F3 | | | 155 | 240 | 339 | 226 | 203 | 37 | 452 | 125 | 80 | 5.19 ⁱ | 36625 ^j | 532 | 204 |
| | F4 | | | 155 | 240 | 339 | 226 | 203 | 37 | 452 | 125 | 80 | 5.19 ⁱ | 36625 ^j | 532 | 204 |
| Hearing BP (2000) | B120-1.8 | | X | 200 | 260 | 157 | 157 | 220 | 40 | 785 | 120 | 20.5 | 2.8 | 25400 | 413 | 210 |
| | B150-1.5 | | X | 200 | 260 | 157 | 157 | 220 | 40 | 628 | 150 | 20.5 | 2.8 | 25400 | 413 | 210 |
| | B200-1.5 | | X | 200 | 260 | 157 | 157 | 220 | 40 | 471 | 200 | 20.5 | 2.8 | 25400 | 413 | 210 |
| | B200-1.8 | | X | 200 | 260 | 157 | 157 | 220 | 40 | 471 | 200 | 20.5 | 2.8 | 25400 | 413 | 210 |
| Rahimi y Hutchinson (2001) | B3 | | | 200 | 150 | 157 | 101 | 120 | 30 | 565 | 75 | 54 | 3.4 | 25000 | 575 | 210 |
| | B4 | | | 200 | 150 | 157 | 101 | 120 | 30 | 565 | 75 | 54 | 3.4 | 25000 | 575 | 210 |
| | B5 | | | 200 | 150 | 157 | 101 | 120 | 30 | 565 | 75 | 54 | 3.4 | 25000 | 575 | 210 |
| | B6 | | | 200 | 150 | 157 | 101 | 120 | 30 | 565 | 75 | 54 | 3.4 | 25000 | 575 | 210 |
| Spadea G et. al. (2001) | A1.1 | | | 140 | 300 | 402 | 402 | 272 ^m | 28 ^m | 679 | 150 | 34.3 | 3.17 ⁱ | 27617 ^j | 435 | 200 ^a |
| | A3.1 | | | 140 | 300 | 402 | 402 | 272 ^m | 28 ^m | 302 | 150 | 35.6 | 3.25 ⁱ | 27962 ^j | 435 | 200 ^a |
| Oller E (2005) | 1D2 | | X | 300 | 200 | 402 | 101 | 170 | 30 ^m | 1508 | 150 | 35.2 | 2.7 | 27857 ^j | 580 | 210 |
| | 1C | | X | 300 | 200 | 402 | 101 | 170 | 30 ^m | 1508 | 150 | 35.2 | 2.7 | 27857 ^j | 580 | 210 |
| | 1B | | X | 300 | 200 | 402 | 101 | 170 | 30 ^m | 1508 | 150 | 35.2 | 2.7 | 27857 ^j | 580 | 210 |
| | 1A | | | 300 | 200 | 402 | 101 | 170 | 30 ^m | 1508 | 150 | 35.2 | 2.7 | 27857 ^j | 580 | 210 |
| | 2D | | X | 300 | 200 | 628 | 101 | 170 | 30 ^m | 2262 | 100 | 35.2 | 2.7 | 27857 ^j | 580 | 210 |
| | 2D2 | | X | 300 | 200 | 628 | 101 | 170 | 30 ^m | 2262 | 100 | 35.2 | 2.7 | 27857 ^j | 580 | 210 |
| | 2C | | X | 300 | 200 | 628 | 101 | 170 | 30 ^m | 2262 | 100 | 35.2 | 2.7 | 27857 ^j | 580 | 210 |

| Referencia | Viga | A E | C P | Geometría de la viga | | | | | | Propiedades mecánicas | | | | | | |
|------------------------|----------|-----|-----|----------------------|-------|-----------------|-----------------|-----|------|-----------------------|-------|----------|-------------------|--------------------|-------|------------------|
| | | | | b | h | A_s | A'_s | d | d' | A_w | s_w | f_{cm} | f_{ctm} | E_c | f_y | E_s |
| | | | | mm | mm | mm ² | mm ² | mm | mm | mm ² | mm | MPa | MPa | MPa | MPa | MPa |
| Zachary Reeve B (2005) | L2 | | | 152 | 254 | 253 | 143 | 229 | 25 | - | - | 23.3 | 2.45 ⁱ | 24278 ⁱ | 429 | 200 ^a |
| | H1 | | | 152 | 254 | 253 | 143 | 229 | 25 | - | - | 23.3 | 2.45 ⁱ | 24278 ⁱ | 429 | 200 ^a |
| | H2 | | | 152 | 254 | 253 | 143 | 229 | 25 | - | - | 23.3 | 2.45 ⁱ | 24278 ⁱ | 429 | 200 ^a |
| | H2x1 | | | 152 | 254 | 253 | 143 | 229 | 25 | - | - | 23.3 | 2.45 ⁱ | 24278 ⁱ | 429 | 200 ^a |
| | H4 | | | 152 | 254 | 253 | 143 | 229 | 25 | - | - | 23.3 | 2.45 ⁱ | 24278 ⁱ | 429 | 200 ^a |
| Maalej M et al. (2005) | A3 | | | 115 | 146 | 236 | 157 | 120 | 26 | 452 | 60 | 39.8 | 3.41 | 27000 | 547 | 180 |
| | A4 | | | 115 | 146 | 236 | 157 | 120 | 26 | 452 | 60 | 39.8 | 3.41 | 27000 | 547 | 180 |
| | A5 | | | 115 | 146 | 236 | 157 | 120 | 26 | 452 | 60 | 39.8 | 3.41 | 27000 | 547 | 180 |
| | A6 | | | 115 | 146 | 236 | 157 | 120 | 52 | 1810 | 120 | 39.8 | 3.41 | 27000 | 547 | 180 |
| | B3 | | | 230 | 292 | 942 | 628 | 240 | 52 | 1810 | 120 | 39.8 | 3.41 | 27000 | 544 | 183 |
| | B4 | | | 230 | 292 | 942 | 628 | 240 | 52 | 1810 | 120 | 39.8 | 3.41 | 27000 | 544 | 183 |
| | B5 | | | 230 | 292 | 942 | 628 | 240 | 52 | 1810 | 120 | 39.8 | 3.41 | 27000 | 544 | 183 |
| | B6 | | | 230 | 292 | 942 | 628 | 240 | 52 | 1810 | 120 | 39.8 | 3.41 | 27000 | 544 | 183 |
| | C3 | | | 368 | 467.2 | 2413 | 1608 | 384 | 83 | 4825 | 133 | 41 | 3.24 | 25000 | 552 | 181 |
| | C4 | | | 368 | 467.2 | 2413 | 1608 | 384 | 83 | 4825 | 133 | 41 | 3.24 | 25000 | 552 | 181 |
| | C5 | | | 368 | 467.2 | 2413 | 1608 | 384 | 83 | 4825 | 133 | 41 | 3.24 | 25000 | 552 | 181 |
| Gao B (2005) | 1N2 | | | 150 | 200 | 157 | 101 | 187 | 27 | 704 | 75 | 43.1 | 3.69 ⁱ | 29802 ⁱ | 460 | 200 |
| | 3T675-1 | | | 150 | 200 | 157 | 101 | 187 | 27 | 704 | 75 | 62.1 | 4.57 ⁱ | 33660 ⁱ | 460 | 200 |
| | 3T4100-1 | | | 150 | 200 | 157 | 101 | 187 | 27 | 704 | 75 | 62.1 | 4.57 ⁱ | 33660 ⁱ | 460 | 200 |
| Pham, H.B. et al. | S2 | X | | 140 | 260 | 339 | 226 | 220 | 46 | 396 | 90 | 53.7 | 4.25 ⁱ | 32068 ⁱ | 551 | 205 |
| (2006) | S3 | X | | 140 | 260 | 226 | 226 | 220 | 46 | 283 | 125 | 53.7 | 4.25 ⁱ | 32068 ⁱ | 551 | 205 |

| Referencia | Viga | A E | C P | Geometría de la viga | | | | | | Propiedades mecánicas | | | | | | |
|---------------------------|--------|-----|-------|----------------------|----------|----------------------|-----------------------|------------------|-----------------|-----------------------|----------------------|-----------------------|------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| | | | | <i>b</i> | <i>h</i> | <i>A_s</i> | <i>A'_s</i> | <i>d</i> | <i>d'</i> | <i>A_w</i> | <i>s_w</i> | <i>f_{cm}</i> | <i>f_{ctm}</i> | <i>E_c</i> | <i>f_y</i> | <i>E_s</i> |
| | | | | mm | mm | mm ² | mm ² | mm | mm | mm ² | mm | MPa | MPa | MPa | MPa | MPa |
| Zhang A et al. (2006) | A10 | | | 120 | 250 | 226 | 157 | 211 ^l | 38 ^l | 704 | 100 | 18.4 ^k | 2.09 ⁱ | 22440 ^j | 335 | 200 ^a |
| | A16 | | X(60) | 120 | 250 | 226 | 157 | 211 | 38 ^l | 704 | 100 | 18.4 ^k | 2.09 ⁱ | 22440 ^j | 335 | 200 ^a |
| | A18 | | X(80) | 120 | 250 | 226 | 157 | 211 | 38 ^l | 704 | 100 | 18.4 ^k | 2.09 ⁱ | 22440 ^j | 335 | 200 ^a |
| | A20 | | | 120 | 250 | 226 | 157 | 211 | 38 ^l | 704 | 100 | 18.4 ^k | 2.09 ⁱ | 22440 ^j | 335 | 200 ^a |
| | A23 | | X(30) | 120 | 250 | 226 | 157 | 211 | 38 ^l | 704 | 100 | 18.4 ^k | 2.09 ⁱ | 22440 ^j | 335 | 200 ^a |
| | A26 | | X(60) | 120 | 250 | 226 | 157 | 211 | 38 ^l | 704 | 100 | 18.4 ^k | 2.09 ⁱ | 22440 ^j | 335 | 200 ^a |
| | A28 | | X(80) | 120 | 250 | 226 | 157 | 211 | 38 ^l | 704 | 100 | 18.4 ^k | 2.09 ⁱ | 22440 ^j | 335 | 200 ^a |
| | B10 | | | 120 | 250 | 402 | 157 | 209 | 41 ^l | 1005 | 70 | 18.4 ^k | 2.09 ⁱ | 22440 ^j | 335 | 200 ^a |
| | B20 | | | 120 | 250 | 402 | 157 | 209 | 41 ^l | 1005 | 70 | 18.4 ^k | 2.09 ⁱ | 22440 ^j | 335 | 200 ^a |
| | B23 | | X(30) | 120 | 250 | 402 | 157 | 209 | 41 ^l | 1005 | 70 | 18.4 ^k | 2.09 ⁱ | 22440 ^j | 335 | 200 ^a |
| | B26 | | X(60) | 120 | 250 | 402 | 157 | 209 | 41 ^l | 1005 | 70 | 18.4 ^k | 2.09 ⁱ | 22440 ^j | 335 | 200 ^a |
| | B28 | | X(80) | 120 | 250 | 402 | 157 | 209 | 41 ^l | 1005 | 70 | 18.4 ^k | 2.09 ⁱ | 22440 ^j | 335 | 200 ^a |
| Diaz Heredia E. (2007) | E-1 | | X | 150 | 300 | 339 | 101 | 256 | 44 | 603 | 150 | 26.3 | 2.85 | 28000 | 509 | 192 |
| | E-2 | | X | 150 | 300 | 339 | 101 | 256 | 44 | 603 | 150 | 26.3 | 2.85 | 28000 | 509 | 192 |
| Mohammad RA et al. (2008) | B3 | | | 250 | 150 | 151 | 151 | 126 | 30 | 226 | 150 | 44.1 ^k | 3.28 ⁱ | 30031 ^j | 485 | 200 ^a |
| | B4 | | | 250 | 150 | 151 | 151 | 126 | 30 | 226 | 150 | 46.8 ^k | 3.44 ⁱ | 30631 ^j | 485 | 200 ^a |
| Kotynia, R et al. (2008) | B-08S | | | 150 | 300 | 113 | 79 | 258 ^m | 41 | 792 | 100 | 32.3 | 2.8 | 27070 ^k | 490 | 195 |
| | B-08M | | | 150 | 300 | 113 | 79 | 258 ^m | 41 | 792 | 100 | 37.3 | 3.5 | 28400 ^k | 490 | 195 |
| | B-083m | | | 150 | 300 | 113 | 79 | 258 ^m | 41 | 792 | 100 | 34.4 | 2.9 | 27644 ^k | 436 | 220 |

Tabla A.1 Base de datos de ensayos a flexión. Parte 2 de 2

| Referencia | Viga | T F | P F | Refuerzo exterior | | | | | Adhesivo | | | Configuración y resultado de la carga | | | | |
|-------------------------------|----------|-----|-----|-------------------|-------------------|-----|-------|--------------------|----------------|-------------------|-------------------|---------------------------------------|-------|-------|-------|-----|
| | | | | b_p | t_p | a | E_p | ε_{pu} | t_a | E_a | G_a | L | L_c | V_u | M_u | MF |
| | | | | mm | mm | mm | GPa | % | mm | MPa | MPa | m | m | kN | m-kN | |
| Fanning PJ et al. (2001) | F3 | C | P | 120 | 1.2 | 0 | 155 | 1.55 | 3 | 8500 ^c | 3269 ^d | 2.8 | 1.10 | 55.45 | 61.00 | DFF |
| | F4 | C | P | 120 | 1.2 | 0 | 155 | 1.55 | 3 | 8500 ^c | 3269 ^d | 2.8 | 1.10 | 59.25 | 65.18 | DFF |
| Hearing BP (2000) | B120-1.8 | C | P | 50 | 1 | 0 | 155 | 1.55 | 2 ^b | 2700 | 1000 | 1.8 | 0.60 | 49.05 | 29.43 | DFF |
| | B150-1.5 | C | P | 50 | 1 | 150 | 155 | 1.55 | 2 ^b | 2700 | 1000 | 1.8 | 0.60 | 45.90 | 27.54 | DFF |
| | B200-1.5 | C | P | 50 | 1 | 150 | 155 | 1.55 | 2 ^b | 2700 | 1000 | 1.8 | 0.60 | 47.40 | 28.44 | DFF |
| | B200-1.8 | C | P | 50 | 1 | 0 | 155 | 1.55 | 2 ^b | 2700 | 1000 | 1.8 | 0.60 | 45.25 | 27.15 | DFF |
| Rahimi y Hutchinson (2001) | B3 | C | W | 150 | 1.24 ^g | 85 | 127 | 1.21 | 2 | 7000 | 2692 | 2.1 | 0.75 | 55.20 | 41.40 | DFF |
| | B4 | C | W | 150 | 1.24 ^g | 85 | 127 | 1.21 | 2 | 7000 | 2692 | 2.1 | 0.75 | 52.50 | 39.38 | DFF |
| | B5 | C | W | 150 | 3.72 ^g | 85 | 127 | 1.21 | 2 | 7000 | 2692 | 2.1 | 0.75 | 69.70 | 52.28 | DFF |
| | B6 | C | W | 150 | 3.72 ^g | 85 | 127 | 1.21 | 2 | 7000 | 2692 | 2.1 | 0.75 | 69.60 | 52.20 | DFF |
| Spadea G et. al. (2001) | A1.1 | C | P | 80 | 1.2 | 50 | 152 | 1.50 | 2 | 8500 ^c | 3269 ^d | 4.8 | 1.80 | 43.40 | 78.12 | DFF |
| | A3.1 | C | P | 80 | 1.2 | 50 | 152 | 1.50 | 2 | 8500 ^c | 3269 ^d | 4.8 | 1.80 | 37.40 | 67.32 | DFF |
| Oller E (2005) | 1D2 | C | P | 100 | 1.4 | 100 | 150 | 1.60 | 3 | 9599.2 | 3692 | 2 | 1.00 | 55.50 | 55.50 | DFF |
| | 1C | C | P | 100 | 1.4 | 100 | 150 | 1.60 | 3 | 9599.2 | 3692 | 2 | 1.00 | 52.00 | 52.00 | DFF |
| | 1B | C | P | 100 | 1.4 | 100 | 150 | 1.60 | 3 | 9599.2 | 3692 | 2 | 1.00 | 50.20 | 50.20 | DFF |
| | 1A | C | P | 100 | 1.4 | 100 | 150 | 1.60 | 3 | 9599.2 | 3692 | 2 | 1.00 | 54.50 | 54.50 | DFF |
| | 2D | C | P | 100 | 1.4 | 100 | 150 | 1.60 | 3 | 9599.2 | 3692 | 2 | 1.00 | 64.00 | 64.00 | DFF |
| | 2D2 | C | P | 100 | 1.4 | 100 | 150 | 1.60 | 3 | 9599.2 | 3692 | 2 | 1.00 | 81.50 | 81.50 | DFF |
| | 2C | C | P | 100 | 1.4 | 100 | 150 | 1.60 | 3 | 9599.2 | 3692 | 2 | 1.00 | 71.40 | 71.40 | DFF |

Anejo A. Base de datos de ensayos a flexión

| Referencia | Viga | T F | P F | Refuerzo exterior | | | | | Adhesivo | | | Configuración y resultado de la carga | | | | |
|-----------------------------|----------|-----|-----|-------------------|-------------------|-----|-----------------|--------------------|-------------------|-------------------|-------------------|---------------------------------------|-------|--------|--------|-----|
| | | | | b_p | t_p | a | E_p | ε_{pu} | t_a | E_a | G_a | L | L_c | V_u | M_u | MF |
| | | | | mm | mm | mm | GPa | % | mm | MPa | MPa | m | m | kN | m-kN | |
| Zachary Reeve B (2005) | L2 | C | P | 51 | 1.4 | 10 | 155 | 1.80 | 1.6 | 2227 | 857 | 4.537 | 2.27 | 22.15 | 50.26 | DFF |
| | H1 | C | P | 25 | 1.4 | 10 | 155 | 1.80 | 1.6 | 4482 | 1723 | 4.537 | 2.27 | 18.84 | 42.75 | DFF |
| | H2 | C | P | 51 | 1.4 | 10 | 155 | 1.80 | 1.6 | 4482 | 1723 | 4.537 | 2.27 | 21.77 | 49.40 | DFF |
| | H2x1 | C | P | 51 | 1.4 | 10 | 155 | 1.80 | 1.6 | 4482 | 1723 | 4.537 | 2.27 | 22.57 | 51.21 | DFF |
| | H4 | C | P | 102 | 1.4 | 10 | 155 | 1.80 | 1.6 | 4482 | 1723 | 4.537 | 2.27 | 24.62 | 55.86 | DFF |
| Maalej M et al. (2005) | A3 | C | W | 107.8 | 0.59 ^f | 25 | 99 ^g | 1.50 ^h | 0.636 | 1824 | 622 | 1.5 | 0.50 | 38.75 | 19.38 | DFF |
| | A4 | C | W | 107.8 | 0.59 ^f | 25 | 99 ^g | 1.50 ^h | 0.636 | 1824 | 622 | 1.5 | 0.50 | 37.75 | 18.88 | DFF |
| | A5 | C | W | 107.8 | 1.17 ^f | 25 | 99 ^g | 1.50 ^h | 0.636 | 1824 | 622 | 1.5 | 0.50 | 43.70 | 21.85 | DFF |
| | A6 | C | W | 107.8 | 1.17 ^f | 25 | 99 ^g | 1.50 ^h | 0.636 | 1824 | 622 | 1.5 | 0.50 | 42.90 | 21.45 | DFF |
| | B3 | C | W | 215.6 | 1.17 ^f | 50 | 99 ^g | 1.50 ^h | 0.636 | 1824 | 622 | 3 | 1.00 | 131.75 | 131.75 | DFF |
| | B4 | C | W | 215.6 | 1.17 ^f | 50 | 99 ^g | 1.50 ^h | 0.636 | 1824 | 622 | 3 | 1.00 | 130.15 | 130.15 | DFF |
| | B5 | C | W | 215.6 | 2.34 ^f | 50 | 99 ^g | 1.50 ^h | 0.636 | 1824 | 622 | 3 | 1.00 | 147.35 | 147.35 | DFF |
| | B6 | C | W | 215.6 | 2.34 ^f | 50 | 99 ^g | 1.50 ^h | 0.636 | 1824 | 622 | 3 | 1.00 | 142.15 | 142.15 | DFF |
| | C3 | C | W | 368 | 1.76 ^f | 80 | 99 ^g | 1.50 ^h | 0.636 | 1824 | 622 | 4.8 | 1.60 | 326.45 | 522.32 | DFF |
| | C4 | C | W | 368 | 1.76 ^f | 80 | 99 ^g | 1.50 ^h | 0.636 | 1824 | 622 | 4.8 | 1.60 | 334.65 | 535.44 | DFF |
| | C5 | C | W | 368 | 3.51 ^f | 80 | 99 ^g | 1.50 ^h | 0.636 | 1824 | 622 | 4.8 | 1.60 | 325.05 | 520.08 | DFF |
| Gao B (2005) | 1N2 | C | W | 75 | 1.06 ^f | 20 | 99 ^g | 1.79 | 0.42 ^e | 8500 ^c | 3269 ^d | 1.5 | 0.50 | 40.35 | 20.18 | DFF |
| | 3T675-1 | C | W | 150 | 3.18 ^f | 20 | 99 ^g | 1.79 | 0.42 ^e | 8500 ^c | 3269 ^d | 1.5 | 0.50 | 68.60 | 34.30 | DFF |
| | 3T4100-1 | C | W | 150 | 2.12 ^f | 20 | 99 ^g | 1.79 | 0.42 ^e | 8500 ^c | 3269 ^d | 1.5 | 0.50 | 65.35 | 32.68 | DFF |
| Pham, H.B. et al. (2006) | S2 | C | W | 100 | 1.19 ^f | 150 | 90 ^g | 1.87 | 2 ^b | 3500 | 1346 | 2.3 | 0.70 | 40.20 | 28.14 | DFF |
| | S3 | C | W | 100 | 1.19 ^f | 150 | 90 ^g | 1.87 | 2 ^b | 3500 | 1346 | 2.3 | 0.70 | 30.15 | 21.11 | DFF |

| Referencia | Viga | T F | P F | Refuerzo exterior | | | | | Adhesivo | | | Configuración y resultado de la carga | | | | |
|---------------------------|--------|-----|-----|-------------------|-------------------|-----|-----------------|--------------------|-------------------|-------------------|-------------------|---------------------------------------|-------|-------|-------|-----|
| | | | | b_p | t_p | a | E_p | ε_{pu} | t_a | E_a | G_a | L | L_c | V_u | M_u | MF |
| | | | | mm | mm | mm | GPa | % | mm | MPa | MPa | m | m | kN | m-kN | |
| Zhang A et al. (2006) | A10 | C | W | 120 | 0.53 ^f | 100 | 99 ^g | 1.50 ^h | 0.42 ^e | 8500 ^c | 3269 ^d | 2 | 0.75 | 31.35 | 23.51 | DFF |
| | A16 | C | W | 120 | 0.53 ^f | 100 | 99 ^g | 1.50 ^h | 0.42 ^e | 8500 ^c | 3269 ^d | 2 | 0.75 | 31.70 | 23.78 | DFF |
| | A18 | C | W | 120 | 0.53 ^f | 100 | 99 ^g | 1.50 ^h | 0.42 ^e | 8500 ^c | 3269 ^d | 2 | 0.75 | 31.90 | 23.93 | DFF |
| | A20 | C | W | 120 | 1.06 ^f | 100 | 99 ^g | 1.50 ^h | 0.42 ^e | 8500 ^c | 3269 ^d | 2 | 0.75 | 37.90 | 28.43 | DFF |
| | A23 | C | W | 120 | 1.06 ^f | 100 | 99 ^g | 1.50 ^h | 0.42 ^e | 8500 ^c | 3269 ^d | 2 | 0.75 | 39.90 | 29.93 | DFF |
| | A26 | C | W | 120 | 1.06 ^f | 100 | 99 ^g | 1.50 ^h | 0.42 ^e | 8500 ^c | 3269 ^d | 2 | 0.75 | 37.85 | 28.39 | DFF |
| | A28 | C | W | 120 | 1.06 ^f | 100 | 99 ^g | 1.50 ^h | 0.42 ^e | 8500 ^c | 3269 ^d | 2 | 0.75 | 36.60 | 27.45 | DFF |
| | B10 | C | W | 120 | 0.53 ^f | 100 | 99 ^g | 1.50 ^h | 0.42 ^e | 8500 ^c | 3269 ^d | 2 | 0.75 | 41.20 | 30.90 | DFF |
| | B20 | C | W | 120 | 1.06 ^f | 100 | 99 ^g | 1.50 ^h | 0.42 ^e | 8500 ^c | 3269 ^d | 2 | 0.75 | 42.55 | 31.91 | DFF |
| | B23 | C | W | 120 | 1.06 ^f | 100 | 99 ^g | 1.50 ^h | 0.42 ^e | 8500 ^c | 3269 ^d | 2 | 0.75 | 49.30 | 36.98 | DFF |
| | B26 | C | W | 120 | 1.06 ^f | 100 | 99 ^g | 1.50 ^h | 0.42 ^e | 8500 ^c | 3269 ^d | 2 | 0.75 | 47.95 | 35.96 | DFF |
| | B28 | C | W | 120 | 1.06 ^f | 100 | 99 ^g | 1.50 ^h | 0.42 ^e | 8500 ^c | 3269 ^d | 2 | 0.75 | 46.75 | 35.06 | DFF |
| Diaz Heredia E. (2007) | E-1 | C | P | 50 | 1.2 | 50 | 165 | 1.7 | 2 ^b | 12800 | 4923 ^d | 3 | 1.00 | 55.03 | 55.03 | DFF |
| | E-2 | C | P | 100 | 1.2 | 50 | 165 | 1.7 | 2 ^b | 12800 | 4923 ^d | 3 | 1.00 | 65.10 | 65.10 | DFF |
| Mohammad RA et al. (2008) | B3 | C | P | 50 | 1.2 | 25 | 214 | 0.93 | 2 ^b | 8500 ^c | 3269 ^d | 2 | 0.67 | 31.40 | 20.94 | DFF |
| | B4 | C | P | 50 | 1.2 | 25 | 214 | 1.74 | 2 ^b | 8500 ^c | 3269 ^d | 2 | 0.67 | 29.20 | 19.48 | DFF |
| Kotynia, R et al. (2008) | B-08S | C | P | 50 | 1.2 | 75 | 172 | 1.70 | 2 ^c | 11200 | 4308 ^e | 4.2 | 1.40 | 48.00 | 67.20 | DFF |
| | B-08M | C | P | 120 | 1.4 | 75 | 220 | 1.24 | 2 ^c | 11200 | 4308 ^e | 4.2 | 1.40 | 70.00 | 98.00 | DFF |
| | B-083m | C | W | 150 | 0.55 ^g | 75 | 97 ^h | 1.50 | 0.42 ^f | 4500 | 1731 ^e | 4.2 | 1.40 | 46.00 | 64.40 | DFF |

a) Valor asumido del módulo de elasticidad longitudinal del acero: 200 GPa; **b)** Espesor asumido de la capa de adhesivo en base a los estudios realizados por Smith et al. (2002b) para refuerzo tipo P; **c)** Valor asumido en 8500 MPa de acuerdo con Smith et al. (2002b); **d)** Valor calculado de la ecuación $G=E/(2*(1+\nu))$ para un módulo de poisson ν de 0.3;

e) Espesor asumido de la capa de adhesivo con base a los estudios realizados por Smith et al. (2002b) para refuerzo tipo W; **f)** Espesor de cada asumido como la suma del espesor de la resina (0.42) y el del tejido; **g)** Módulo de deformación longitudinal del refuerzo aplicado por el método húmedo asumido según la fórmula $E_p = E_f \times V_f + E_r \times V_r$ **h)** Deformación asumida en 1.5%; **i)** Resistencia a tracción calculada según [A.2]; **j)** Módulo de elasticidad del hormigón calculado según [A.3]; **k)** Resistencia calculada según [A.1]; **l)** Recubrimiento igual al 10% de la altura más el diámetro del estribo más el radio de la barra longitudinal.

Anejo B

Resultados de deformación de la banda FRP

En el presente Anejo se presentan los resultados obtenidos de las deformaciones de la banda FRP. En el caso de las piezas de la familia H60 se indica el tiempo y la carga asociados a la rotura transversal de adhesivo, así como un esquema indicando el estado de la capa después del fallo. En la siguiente figura se muestra un ejemplo:

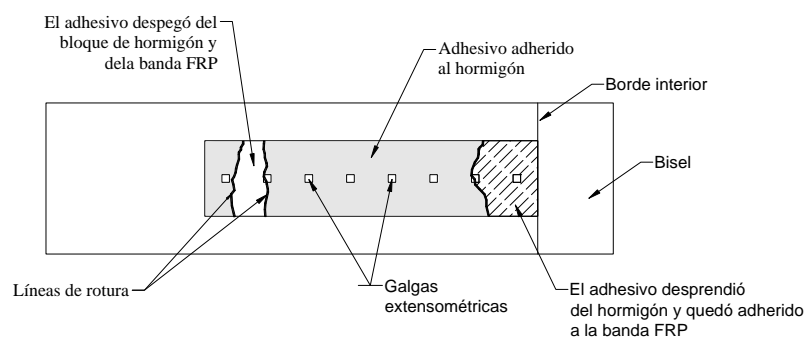


Figura B-1 Esquema de una semiviga en la que se produjo la rotura del adhesivo

